

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Deformační odezva tunelu Ejpovice na ražbu severní tunelové trouby

Deformation Response of Ejpovice Tunnel to the Excavation of the
North Tunnel Tube

Student:

Bc. Adam Melichar

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Ostrava 2017

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Adam Melichar**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: Deformační odezva tunelu Ejpovice na ražbu severní tunelové trouby
Deformation Response of Ejpovice Tunnel to the Excavation of the
North Tunnel Tube
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod, charakteristika tunelové stavby a geologických a inženýrsko-geologických poměrů na lokalitě
2. Analýza výsledků monitoringu deformační odezvy tunelu na ražby severní tunelové trouby
3. Modelová simulace ražby tunelu při zohlednění určujících faktorů deformační odezvy
4. Analýza modelových výsledků, srovnání s výsledky geotechnického monitoringu
5. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Kolymbas, D. *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Springer, 2005. ISBN-10: 3-540-25196-0.
2. Bielecki, R., Simmering, H. *Mechanised Tunnelling and Segmental Lining*. German - Czech Scientific Foundation (WSDTI). Hamburg : 2009. ISBN 978-3-00-030915-1.
3. Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3.
4. firemní materiály firmy Geotest

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 30.11.2017



doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry




prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 30.11.2017

.....


podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na mou diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 30.11.2017

Anotace

Tato diplomová práce je zaměřená na deformační odezvu tunelu Ejpovice. Předmětem práce je analýza geotechnického monitoringu na severní tunelové troubě a srovnání s výsledky matematického modelování vybraného úseku severní tunelové trouby. 3D numerický model je vytvořen s využitím softwaru MIDAS GTS NX. Vstupní data do modelové situace byla doplněna výkresovou dokumentací, jednalo se především o geologii na daném modelovém úseku. Charakteristické hodnoty materiálů byly zaslány konzultantem práce a zbylé hodnoty byly doplněny na základě rešerše odborné literatury. Výstupem práce bylo srovnání výsledků naměřených geotechnickým monitoringem a výsledků modelové situace vypočítané pomocí metody konečných prvků.

Klíčová slova: deformační odezva, geotechnický monitoring, matematické modelování, MIDAS GTS NX, metoda konečných prvků, 3D model

Annotation

This master's thesis is focused on deformation response of the Ejpovice Tunnel. The theme of thesis is analysis of geotechnical monitoring in Northern Tunnel Tube and comparison with results of mathematical modelling in mentioned section of the Northern Tunnel Tube. A numerical 3D model is created by MIDAS GTS NX software. Input data in model situation were completed by drawing documentation, it especially concerned with a geology of the model section. Typical values of materials were sent by master's thesis consultant and left values were added according to technical writing researches. Output of the thesis was a comparison between geotechnical monitoring results and model situation results calculated using finite element method.

Keywords: deformation response, geotechnical monitoring, mathematical modelling, MIDAS GTS NX, Finite Element Method, 3D model

Obsah

Seznam použitého značení	8
1. Úvod, charakteristika tunelové stavby a geologických a inženýrsko-geologických poměrů na lokalitě	10
1.1. Úvod	10
1.1.1. Ražení pomocí plnoprofilových razicích strojů (TMB)	10
1.1.2. Ražení pomocí tunelovacích štítů	13
1.1.3. Technologie stability čelby u plnoprofilových razicích strojů	16
1.2. Charakteristika tunelové stavby	18
1.3. Charakteristika geologických a inženýrsko-geologických poměrů na lokalitě	22
1.3.1. První úsek staničení 95,851 <i>km</i> až 95,871 <i>km</i>	22
1.3.2. Druhý úsek staničení 95,871 <i>km</i> až 96,458 <i>km</i>	22
1.3.3. Třetí úsek staničení 96,458 <i>km</i> až 97,198 <i>km</i>	23
1.3.4. Čtvrtý úsek staničení 97,198 <i>km</i> až 97,808 <i>km</i>	23
1.3.5. Pátý úsek staničení 97,808 <i>km</i> až 98,198 <i>km</i>	24
1.3.6. Šestý úsek staničení 98,198 <i>km</i> až 98,558 <i>km</i>	24
1.3.7. Sedmý úsek staničení 98,558 <i>km</i> až 98,708 <i>km</i>	25
1.3.8. Osmý úsek staničení 98,708 <i>km</i> až 98,868 <i>km</i>	25
1.3.9. Devátý úsek staničení 98,868 <i>km</i> až 99,068 <i>km</i>	25
2. Analýza výsledků monitoringu deformační odezvy tunelu na ražbu severní tunelové trouby	27
2.1. Nivelace	27
2.2. Extenzometry	36
3. Modelová simulace ražby tunelu při zohlednění určujících faktorů deformační odezvy ..	41

3.1.	Tvoření geometrie modelu.....	41
3.2.	Geotechnické parametry hornin v modelu.....	43
3.3.	Tunelové ostění a štít.....	47
3.4.	Tvorba sítí.....	48
3.5.	Stabilizační tlaky na čelbu.....	49
3.6.	Fázování modelu a příprava na výpočet.....	50
4.	Analýza modelových výsledků, srovnání s výsledky geotechnického monitoringu	53
4.1.	Srovnání deformací na povrchu.....	53
4.2.	Srovnání deformací uvnitř horninového masivu	60
5.	Závěr	63
	Seznam obrázků	66
	Seznam grafů.....	67
	Seznam tabulek	69
	Seznam příloh.....	70
	Literatura	71

Seznam použitého značení

2D	Dvojměrný (two-dimensional)	
3D	Trojměrný (three-dimensional)	
C45/55	Beton – válcová pevnost v tlaku/krychlová pevnost v tlaku	[kPa]
Cl	Obsah chloridu v betonu	
c	Soudržnost zeminy	[kPa]
D	Průměr tunelu	[m]
D_{max}	Maximální velikost zrna kameniva	[mm]
E	Tlak zeminy	[kPa]
E	Modul pružnosti	[MPa]
E_{def}	Deformační modul přetvárnosti	[MPa]
EPB	Earth Pressure Balance shield – Zeminový štít	
EXT.	Extenzometr	
F3	Konzistence	
F3 - MS	Hlína písčitá	
F6 - CI	Jíl se střední plasticitou	
f_y	Napětí na mezi kluzu	[–]
IRIS	Informační systém určený pro štít	
JTT	Jižní tunelová trouba	
K	Koeficient filtrace	[ms ⁻¹]
L	Délka	[m]
M	Modelové výsledky	
QTS	Quality Testing System	
R	Vlaky pro rychlou přepravu na velké vzdálenosti	
r	Poměrné zaoblení	[m]
R2 – 6	Zatřídění hornin podle pevnosti horninového materiálu	
RMS	Rock Mass Rating	
RQD	Rock Quality Designation index	[%]
S	Stabilizační tlak	[kPa]
Sp.	Vlaky pro rychlou přepravu na střední vzdálenosti	
STT	Severní tunelová trouba	
TBM	Tunnel boring machine – Plnoprofilový razicí stroj	

t	Výška nadloží	$[m]$
t_w	Výška podzemní vody	$[m]$
W	Tlak vody	$[kPa]$
γ	Objemová tíha	$[kPa]$
γ_{sat}	Objemová tíha saturované zeminy	$[kNm^{-3}]$
ε_e	Poměrné přetvoření	$[-]$
ε_p	Plastické poměrné přetvoření	$[-]$
ν	Poissonovo číslo	$[-]$
σ	Normálové napětí	$[kPa]$
τ	Smykové (tangenciální) napětí	$[kPa]$
φ	Úhel vnitřního tření	$[^\circ]$

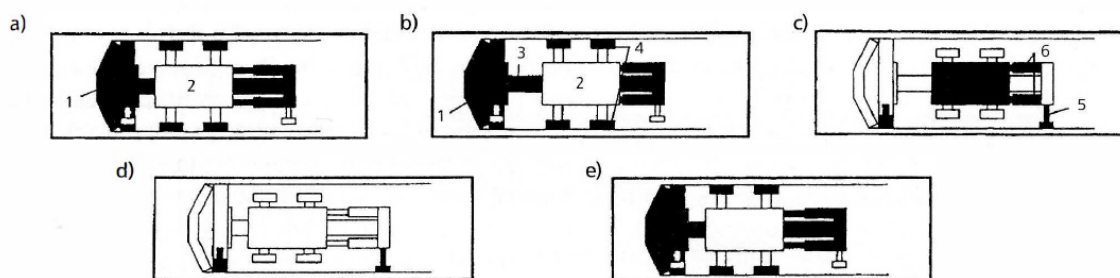
1. Úvod, charakteristika tunelové stavby a geologických a inženýrsko-geologických poměrů na lokalitě

1.1. Úvod

Úkolem je srovnání reálné a modelové deformační odezvy severní tunelové trouby tunelu Ejpvovice. Vstupními daty do této analýzy jsou nivelační měření na povrchu a extenzometrická měření uvnitř masivu. Má se zkoumat úsek nízkého nadloží ve staničení 98 100 *m* až 98 200 *m*. V tomto úseku je cílem práce srovnávat výsledky geotechnického monitoringu a modelová situace. Modelová situace je zjednodušená situace tohoto úseku. Tento model přebírá zjednodušenou geometrii geologické situace z výkresové dokumentace a materiálové charakteristiky daných materiálů z dat zaslaných zadavatelem a řešerše odborné literatury. Také přebírá vstupní data zaznamenávána tunelovacím strojem, jedná se o hlavně o stabilizační tlaky, kterými působí štít na čelbu tunelu. Data ze stroje poskytl zhotovitel stavby Metrostav a.s., data z geotechnického monitoringu GEOtest, a.s. se svolením investora, Správou železniční dopravní cesty, statní organizací. Matematický model této situace je počítán pomocí metody konečných prvků ve 3D prostředí v softwaru MIDAS GTS NX.

1.1.1. Ražení pomocí plnoprofilových razicích strojů (TMB)

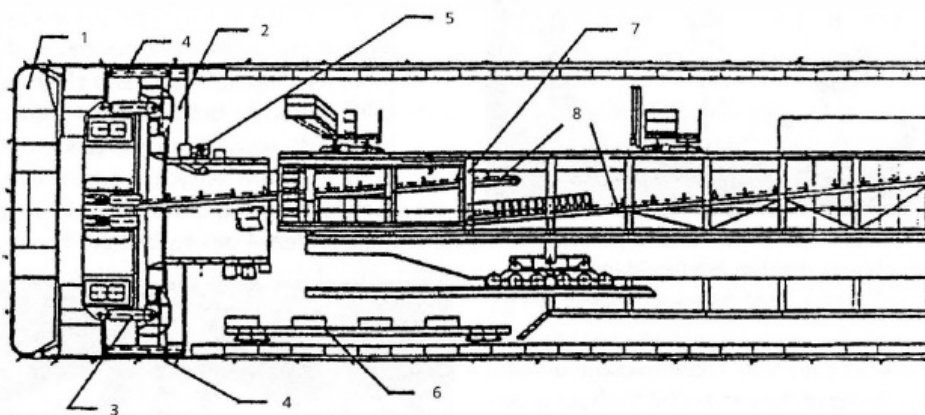
Plnoprofilové razicí stroje dělíme podle konstrukčního uspořádání, na razicí stroje bez štítového pláště tzv. „otevřené“, kdy jsou tyto stroje určeny na ražbu v pevných skalních horninách, u kterých je dostatečná doba stability výrubu, výrub se zajišťuje jenom lokálně. Otevřené plnoprofilové razicí stroje se rozeprou do stěn výrubu pomocí rozpěrných desek. Razicí stroje se štítovým pláštěm jsou určeny pro práci v horninách, které nemají dostatečnou stabilitu výrubu a musí se chránit štítem. [2; 5; 6]



Obrázek 1.1. Pracovní cyklus při ražení otevřeným TBM [5]

a) stroj je rozezpřený a začíná vrtat, b) vrtání je skončené na plný zdvih, c) rozezpření je uvolněno, stroj spočívá na opěrách, venkovní tyč se vysouvá vpřed, d) ukončené přemístění, e) stroj je opět rozezpřený do výrubu, připravený vrtat, 1 – vrtací hlava, 2 – venkovní tyč, 3 – vnitřní tyč, 4 – rozpěra, 5 – zadní opěra, 6 vysouvací lisy

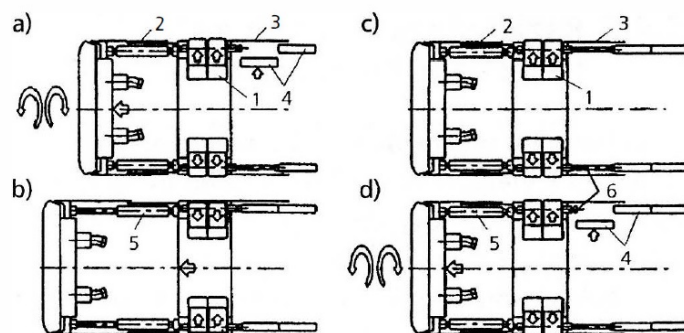
Máme dva typy plnoprofilových razicích strojů, se štítem s jednoduchým pláštěm a s dvojitým členěným pláště. První typ stroje je vysouván dopředu odtlacením od posledního postaveného prstence. Tento prstenec se instaluje pod ochranou pláště tunelovacího stroje. V tomto případě se doba potřebná k instalaci prstence započítává do razicího cyklu.



Obrázek 1.2. Podélný řez TBM s jednoduchým štítovým pláštěm [5]

1 – vrtací hlava, 2 – tlačný prstenec, 3 – hydromotory vrtací hlavy, 4 – posouvací hydraulické válce, 5 – erektor, 6 – skládka tubingů, 7 – most prvního návěsu, 8 – dopravník

Plnoprofilové razicí stroje s dvojitým členěným pláštěm. Roznášecí reakce od přitlačných sil na vrtnou hlavu, se přenáší na stěnu výrubu pomocí rozpěrných desek. Ražba a instalace ostění probíhá kontinuálně. Je možné použít i stejný princip jako u štítu s jednoduchým pláštěm. [2; 5; 6]



Obrázek 1.3. Pracovní postup razicího komplexu s dojitým pláštěm [5]

a) vrtání, při kterém je TBM rozepřený do výrubu, zároveň probíhá montáž ostění, b) vrtací a montážní cyklus je ukončený, rozepření stroje uvolněné, TBM se posouvá vpřed odtlačením od čela ostění, c) stoj je rozepřený, pístnice vysouvacích hydraulických válců se vtahují, začíná vrtání, d) vrtání pokračuje a začíná montáž dalšího prstence ostění, 1 – rozpěrné desky, 2 – přední plášť, 3 – zadní plášť, 4 – tubing, 5 – hydraulické válce vrtací hlavy, 6 – vysouvací hydraulické válce

Výhody a nevýhody používání plnoprofilových razicích strojů oproti klasickým konvenčním metodám. Výhody používání plnoprofilových razicích strojů:

- Výrub má přesný obrys s hladkým lícem a minimální nadvýlom
- Horninové prostředí je poškozeno mnohem méně než při použití trhavin, důsledkem tohoto je delší stabilita výrubu a lepší podmínky statického působení ostění
- Bezpečnost práce je vyšší než při ražení pomocí trhavin
- Rychlost pracovních postupů v dobrých geologických podmínkách

Nevýhody používání plnoprofilových razicích strojů:

- Ražba jenom kruhových výrubů
- Omezená změna velikosti průřezu díla
- Obtížné změny strojní sestavy při změně geologických podmínek na trase
- K zahájení ražby je zapotřebí startovní komora na smontování stroje, komoru je nutno vyrazit konvenčními metodami
- Propojky a další technologické části se musí razit konvenčními metodami
- Vysoká pořizovací cena stroje se na jedné stavbě nezaplatí

Ražba pomocí tunelovacích strojů je ekonomická při ražbě tunelů delších než 4 km. [2; 5; 6]

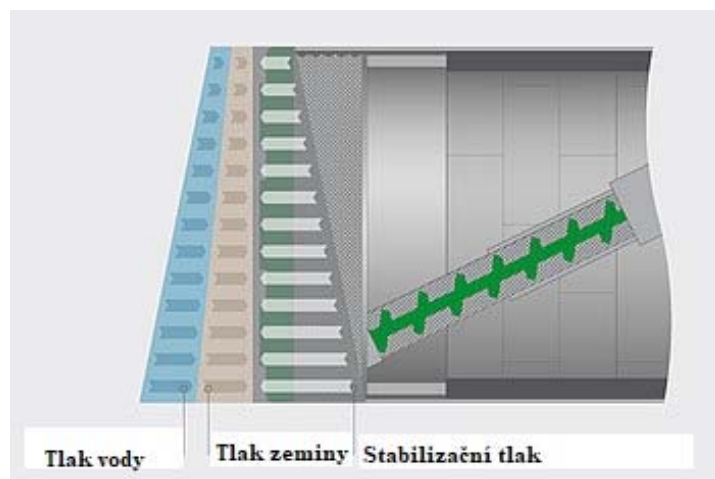
Zajišťování výrubu může být dočasné a definitivní, při ražbě pomocí plnoprofilových razicích strojů se používají tyto typy zajištění. U plnoprofilových razicích strojů bez pláště v pevných horninách není nutné primární ostění. Když je nutné lokální zajištění výrubu, volíme kombinaci kotev, oblouků, výztužných sítí a stříkaného betonu. V každém případě se výrub vyrovnává vrstvou stříkaného betonu. Sekundární ostění je tvořeno monolitickým betonem. Při ražbě plnoprofilovým razicím strojem s pláštěm je primární ostění prefabrikované. Tunelové ostění je složeno ze segmentů, které tvoří prstenec. Nejčastěji se používají segmenty ostění 5 + 1 nebo 7 + 1. Lícové plochy jsou hladké, styčné plochy po obvodu se těsní gumou. Tohle je dostatečné pro vodotěsnost, pokud nedojde k poškození nějaké funkční části. Místo mezi prstencem a výrubem se vyplňuje injektáží. Pokud jsou hydrogeologické podmínky špatné nebo nároky na vodotěsnost vyšší, navrhuje se dvouvrstvá ostění s mezilehlou izolací. Vnitřní ostění je tvořeno monolitickým betonem a vnější ostění je tvořeno prefabrikátem. [2; 5; 6]

1.1.2. Ražení pomocí tunelovacích štítů

Štítování se používá v obtížných geologických a hydrogeologických podmínkách. U zeminy pod hladinou podzemní vody, pod koryty řek a v nízkém nadloží. Štíty dělíme podle konstrukce do dvou skupin komunálních štítů – na ražení štol a na štíty s větším průřezem, které se používají na ražby dopravních tunelů. Ražba začíná v pracovní komoře, kde se utvoří opěrná konstrukce a lůžko pro přesné osazení štítu. Za štít se až po opěrnou konstrukci osadí segmenty prstenců ostění, o které se štít opírá při ražbě. Před zahájením ražby je nutné zeminu ve směru ražení zpevnit a utěsnit, aby nedošlo k sesunutí zeminy nebo k průvalu vody do šachty. První prstence se zajistí opěrnou konstrukcí v pracovní komoře. Štítování, je cyklický proces, kde se střídají tyto procesy – vysouvání štítu pomocí hydromotorů při paralelním rozpojování a odtěžování horniny. Po vyražení a odtěžení dostatečné vzdálenosti se štít zastaví a pístitnice se vytáhnou, v kovové části vznikne místo pro uložení dalšího prstence. Výhodou je, že operace se vykonávají pod ochranou pláště. Štít přímo montuje definitivní ostění. Pracovní postupy lze upravit podmínkám geologickým a hydrogeologickým. Máme několik druhů štítů – štíty nemechanizované, mechanizované štíty se záběrem po částech, komplexní mechanizované štíty, štíty pro ražení pod hladinou podzemní vody a zvláštní štíty. [2; 5; 6]

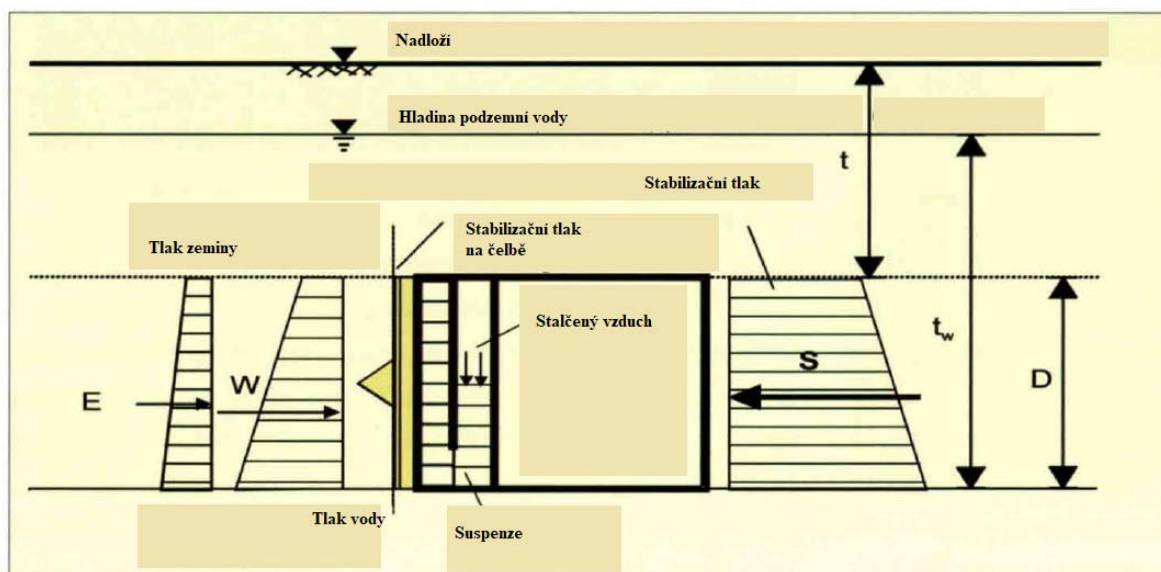
Komplexně mechanizovaný štít má plnoprofilovou vrtací hlavu, jež rozpojuje horninu na celé čelbě. Řezná hlava se otáčí podél s osou, která je totožná s podélnou osou a vysouvá se dopředu. Hydraulické lisy, zahušťují posun štítu a vrtné hlavy, elektromotory zajišťují otáčení vrtné hlavy. Hlava je osazena pracovními nástroji, kolíčkovými dláty, které rozpojují zeminy z čelby. Při očekávání výskytu pevnějších hornin nebo zemin lze odsadit vrtnou hlavu diskovými dláty, předsunutými před kolíčkovými dláty. Obvodové lopatky nabírají rozpojenou horninu při otáčení vrtné hlavy a vysypávají jí na pás. V soudržných zeminách a poloskalních horninách je čelba stabilní a není nutné stabilizovat výrub. Řezná hlava je otevřená, jsou na ní umístěna kolíčková dlata a může být osazena i valivými dláty. Tohle umožňuje přístup k čelbě, přímou kontrolu geologie a jednoduchou výměnu dlát. V případě nestabilních soudržných zeminách a v soudržných zeminách tuhoplastické konzistence, je nutno zajistit stabilitu čelby. Mezi rameny vrtné hlavy se instalují segmenty. Tyto segmenty mají částečně, nebo úplně zajistit volnou plochu čelby. Zemina se rozpojuje plochými noži. [2; 5; 6]

Štítování pod hladinou podzemní vody patřilo v dřívějších dobách a v těchto podmínkách, k nejnáročnějším tunelářským úkolům. Momentálně je ražba pomocí štítu jednou z nejbezpečnějších technologií v těchto podmínkách. Pro ražbu za těchto předpokladů se používají štíty pneumatické, zeminové a s pažící kapalinou. Použitím **pneumatického štítu** se brání pronikáním vody do čelby tunelu a částečně se zlepšuje stabilita čelby. Za štít je nutné umístit dvojici vzduchotěsných stěn, kde prostor mezi těmito stěnami se nazývá vzdušnice. Přetlak vzduchu se volí podle hloubky raženého díla pod hladinou podzemní vody a propustnosti masivu. Tento přetlak vzduchu nemůže být větší než $0,35 \text{ MPa}$. Čelba se za těchto okolností musí stabilizovat i mechanicky. **Zeminové štíty**, zde rozpojená zemina slouží jako směs stabilizující čelbu a výrub. Rozpojená zemina se přes otvory dostává do pracovní komory, v níž se smísí s plastickou zeminou. Směs zemin se posunem štítu dostává do čelby, kde vyvozuje tlak na čelbu, který způsobuje stabilizační účinek. Tato směs se musí upravovat do optimální konzistence. [2; 5; 6]



Obrázek 1.4. Tlaky u zeminových štítů

Štíty s pažící kapalinou – část kde je řezná hlava oddělena vodotěsnou přepážkou. Tato část se naplní kapalinou bentonitové směsi nebo hlinitou směsí. Suspenze proniká do póru v zemině a tvoří tenký film, což přispívá ke stabilitě čelby. Do této skupiny štítů patří slurry štíty a hydroštíty. *Slurry štíty* se používají v geologických podmínkách písků a v bahnitých zeminách. Vrtná hlava je rovná a téměř uzavřena, čelba je podpírána i mechanicky. Suspenze se protlačuje do čelby otvory a štěrbinami, rozmístěnými u řady nožů. *Hydroštíty*, jsou určeny pro nejsložitější geologické podmínky. Pracovní komora je rozdělena na dvě části, v zadní části je vzduchová bublina, kterou se vyvozuje tlak na suspenzi. Řezná hlava je otevřená a má tvar hvězdice. U těchto štítů se používá jako stabilizační směs bentonitová suspenze. [2; 5; 6]



Obrázek 1.5. Přehled tlaku ve štítu s pažící suspenzí [2]

1.1.3. Technologie stability čelby u plnoprofilových razicích strojů

Technologie stabilizace čelby závisí na vlastnostech horninového prostředí a výskytu podzemní vody. Pro stabilizaci čelby a zabránění vnikání podzemní vody do čelby, jsou různé metody, které mohou, ale nemusí řešit oba tyto problémy [2; 5; 6]:

- Metody přirozené stabilizace
- Mechanická stabilizace
- Stabilizace stlačeným vzduchem
- Stabilizace lubrikovanou zeminou
- Stabilizace bentonitovou směsí

Přirozená stabilizace je zajišťována vlastní pevností masivu. U větších průměrů díla lze použít další technická opatření. Metoda je vhodná pouze do suchého a pevného prostředí, nelze ji použít při působení hydrostatického tlaku. [2; 5; 6]

Mechanická stabilizace se používá při ražení na plnou čelbu u strojů se značně uzavřenou konstrukcí řezné hlavy. Hlava působí mechanickým opěrným tlakem. Tato metoda se používá v odvodněné soudržné půdě, která má dočasnou stabilitu, v níž je dostatečná

mechanická podpora. Mechanická stabilizace není vhodná, aby proti ní působil hydrostatický tlak. [2; 5; 6]

Stabilizace pomocí stlačeného vzduchu slouží k zabránění průniku vody do razicího stroje a výrubu. U této metody musí být čelba, podporována mechanicky nebo musí mít přirozenou stabilitu. Tlak vzduchu, musí být nastaven tak, aby byl vyšší nebo roven hydrostatickému tlaku, jinak bude docházet k průniku vody. [2; 5; 6]

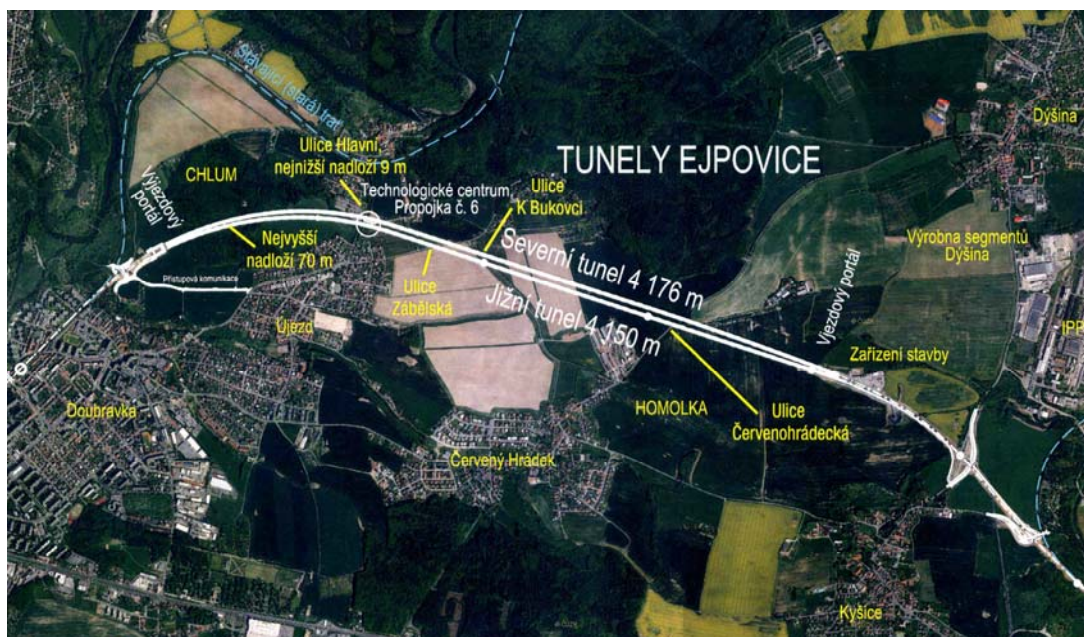
Stabilizace pomocí lubrikované zeminy slouží k zajištění stability čelby a proti průniku vody do díla. K stabilizaci se používá vyrubaná zemina, která se lubrikuje pomocí vody nebo bentonitu. Účinek směsi je přenesen pomocí hnacího lisu. V závislosti na tom, jakým tlakem působí zemina a voda na směs, je směs zhutňována, aby se tyto tlaky vyrovnaly. Tlak směsi na čelbě odpovídá přibližnému tlaku v klidu, kdy jsou tlaky vyrovnané. Pokud je tlak směsi vyšší než rovnovážný, vzniká pasivní tlak na čelbě, dochází k zhutnění zeminy v čelbě a v nadloží, před tunelovacím strojem může docházet k přizvednutí povrchu. Pokud je tlak směsi nižší než rovnovážný, vzniká aktivní tlak na čelbě a dochází ke vnikání rubaniny do čelby a povrch před razicím strojem sedá. Regulace tlaku směsi v pracovní komoře se během ražby ovládá úpravou rychlosti šnekového dopravníku. Je také možné tlak směsi upravovat změnou rychlosti razicího stroje. Zemina používaná do směsi by měla mít následující charakteristiky – dobrou schopnost plastické deformace, měkkou konzistenci, tlačivost, nízké vnitřní tření a nízkou propustnost. Vhodné jsou soudržné zeminy s vysokým podílem jílu a hlín. [2; 5; 6]

Stabilizace pomocí bentonitové směsi tato metoda je vhodná do nesoudržných zemin a proti vnikání podzemní vody do čelby. Bentonitová směs, vytváří na čelbě takřka nepropustnou vrstvu. Směs, která je v pracovní komoře, působí na tuto vrstvu tlakem a vytváří potřebný stabilizační tlak. Směs proniká, do nesoudržných zemin a působí jako tmel. Regulace tlaku směsi, je zajištěna automatickým řídicím systémem, který monitoruje podmínky v čelbě a nastavuje optimální rovnovážný stav tlaku bentonitové směsi. Tato funkce umožňuje, kompenzaci tlaku na čelbě, tak aby nedocházelo v obtížných geologických podmínkách k sedání povrchu před razicím strojem nebo vytlačení povrchu. [2; 5; 6]

1.2. Charakteristika tunelové stavby

Ejpovické tunely, jsou dva jednokolejné tubusy (jižní tubus a severní tubus). Výstavba začala 23. ledna 2015 ražbou jižní tunelové trouby pod kopcem Homolka. Po vybudování se bude jednat o nejdelší železniční tunely v České republice, kde je délka jižního tubusu 4150 m a délka severního tubusu 4176 m. Tunely mají sklonový poměr 8 ‰. Největší poměrné zaoblení můžeme nalézt u výjezdového portálu $r = 1\,786\text{ m}$ na délce $L = 1345,835\text{ m}$. Mezi jižní a severní tunelovou troubou se nachází osm propojek. Výstavba tunelů Ejpovice je součástí modernizace železniční trati Rokycany – Plzeň, tato modernizace má zkrátit jízdní dobu o 9 min (pro vlaky R a Sp). Tato stavba je zařazena do projektu III. tranzitního železničního koridoru, k níž se Česká republika zavázala mezinárodní dohodou. Spadá do koncepcí transevropských multimodálních dopravních sítí. Účelem modernizace a napřímení železničního koridoru Praha – Plzeň je dosáhnout vyšších technických parametrů koridorové trati, zkrácení jízdní doby vlaků a zvýšení bezpečnosti. Touto modernizací bude dosaženo zkrácení trati cca o 6 100 m a zvýšení traťové rychlosti na 160 km/h ze 120 km/h. V současné době je přepravní doba na trati mezi Prahou hl. n. a Plzní hl. n. 1 hod. a 35 min. Cílem bude dosáhnout přepravní doby do 1 hod.. [3]

Investorem je Správa železniční dopravní cesty, s. o.. Zhotovitelem je sdružení MTS + SBT – MTO Rokycany – Plzeň, Metrostav a.s. (vedoucí účastník sdružení) a Subterra a.s. (člen sdružení). Při ražbě tunelů je zhotovitelem geotechnického monitoringu společnost GEOTest - Angermeier, tvořená společnostmi GEOTest, a.s. a Angermeier Engineers, spol. s r. o. [3]



Obrázek 1.6. Fotografie s vyznačením hlavní trasy tunelu Ejpovice [3]

Ražba tunelů probíhá technologií TBM, což je kombinace EPB/Hardrock. Jedná se o mechanizované ražení, které je v této době jedno z nejmodernějších technologií používaných při ražbě tunelů. Metoda je založena na principu rozpojování hornin na čelbě pomocí řezných nástrojů umístěných na řezné hlavě. Stroj je kontaktní celek řezné hlavy, odtěžovací komory a pohonu řezné hlavy. Na závěsu stroje se nachází technologie nutné k pohonu, ovládání a obsluze štítové části. Délka závěsu přesahuje 100 m, aby se zde vešlo všechno potřebné (hydraulické motory, manipulátor segmentů ostění, ovládací kabina atd.). Skrz závěs, ale i vyraženou část tunelu, probíhá pásový dopravník, na kterém je rubanina. Tunelovací stroj nese jméno Viktorie a jedná se o model stroje S – 799, technické parametry *tabulka číslo 1.1.*. Stroj ukládá segmentové prstencové ostění, výkresová část ostění je součástí *přílohy číslo 1.*, parametry ostění jsou uvedeny v *tabulce číslo 1. 2.* [3]

Tabulka 1.1. Parametry tunelovacího stroje [3]

Tunelovací stroj S – 799	
Výrobce:	Herreknecht AG, závod Scheanau, Německo
Typ stroje:	Kombinovaný EPB / Hardrock
Typ pohonu:	Hydraulický
Délka:	115 m
Hmotnost:	1 860 t
Průměr řezné hlavy:	9 840 mm
Maximální rychlost:	80 mm/min
Krouticí moment:	23,7 MNm
Tlačná síla:	67,7 Mn

Tabulka 1.2. Parametry tunelového ostění [3]

Typ:	Prstencové, prstenec je tvořen 7 + 1 segmenty
Materiál:	Beton s rozptýlenou výztuží C45/55 (CZ) – Cl 0,4 – Dmax 16 – F3
Tloušťka segmentu:	0,40 m
Šířka prstence:	2,0 m
Celkový počet prstenců:	4 140



Obrázek 1.7. Ukázka tunelovacího štítu, hlavy štítu a tunelového ostění [3]

1.3. Charakteristika geologických a inženýrsko-geologických poměrů na lokalitě

1.3.1. První úsek staničení 95,851 km až 95,871 km

Délka prvního úseku je 20 m, jedná se o hloubenou část. Litologie v této části je složena z jílovitých písků, šterku a břidlice. Břidlice jsou zde grafito-jílovitá, mírně zvětralá a velmi zvětralá. Stratigrafie kvartér, spodní paleozoikum – ordovik. Přitoky do díla jsou tvořeny atmosférickými srážkami vsakovanými do nadloží. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.2. Druhý úsek staničení 95,871 km až 96,458 km

Délka druhého úseku je 587 m. Výška horninového nadloží je 7 m až 57 m. Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě ražby – zde se nachází břidlice grafito-jílovitá, velmi zvětralá, břidlice grafito-jílovitá, s výrazným podílem žilného křemene, zdravá, droba zdravá, prokřemenělá, droba mírně zvětralá, prokřemenělá, břidlice grafito-jílovitá, mírně až slabě zvětralá, tektonicky porušená, břidlice grafito-jílovitá, zdravá, tektonicky porušená, spilit, mírně zvětralý, R2 – R3, břidlice s prachovcem, zdravá, břidlice grafito-jílovitá, s žilným křemenem, slabě zvětralá až zdravá, tektonicky porušená, břidlice prachovitá, slabě grafitická s křemenem do 30 %, zdravá. Stratigrafie spodní paleozoikum – ordovik. Rychlost šíření seismických vln $2\,500\text{ ms}^{-1}$ až $3\,000\text{ ms}^{-1}$. Pevnost horniny v jednoosém tlaku 13 MPa – R4. Klasifikace podle RQD (Rock quality designation) < 25 %. Hustota diskontinuit interval < 60 mm. Charakter ploch nespojitosti hladké, průběžné. Přitoky ovlivněné atmosférickými srážkami vsakovanými do nadloží, lokální silné přitoky z tektonických poruch 1 ls^{-1} až 10 ls^{-1} . Klasifikace podle Bieniawski – RMR (Rock mass rating) 27 – špatná. Klasifikace podle Tesaře QTS 38 – velmi špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.3. Třetí úsek staničení 96,458 km až 97,198 km

Délka třetího úseku je 740 m. Výška horninového nadloží je 44 m až 57 m (max. 59 m). Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě ražby – zde se nachází břidlice grafito-jílovitá, zdravá, tektonicky porušená, prachovec, zdravý, tektonicky porušený, droba mírně zvětralá, břidlice prachovitá, slabě grafická s křemenem do 30 %, zdravá. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $2\,500\text{ ms}^{-1}$ až $3\,000\text{ ms}^{-1}$. Pevnosti horniny v jednoosém tlaku 13 MPa – R4. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) 60 %, lokálně 0 %. Hustota diskontinuit interval 60 mm až 200 mm. Charakter ploch nespojitosti hladké, průběžné. Zvodnění lokální, silné přítoky z tektonických poruch 1 ls^{-1} až 7 ls^{-1} . Klasifikace podle Bieniawski – RMR (Rock Mass Rating) 31 – špatná. Klasifikace podle Tesaře QTS 43 – velmi špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.4. Čtvrtý úsek staničení 97,198 km až 97,808 km

Délka čtvrtého úseku je 610 m. Výška horninového nadloží 24 m až 44 m. Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě ražby – zde se nachází břidlice prachovitá, slabě grafická s křemenem do 30 %, zdravá, břidlice prachovitá, slabě grafická s křemenem nad 30 %, zdravá, břidlice prachovitá, slabě grafická, mírně zvětralá, prachovec, zdravý, tektonicky porušený. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $3\,000\text{ ms}^{-1}$ až $4\,000\text{ ms}^{-1}$. Pevnost horniny v jednoosém tlaku 15 MPa – R4. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) 45 %. Hustota diskontinuit interval 60 mm až 200 mm. Charakter ploch nespojitosti mírně drsné, průběžné. Zvodnění lokální silné přítoky z tektonických poruch 5 ls^{-1} až 30 ls^{-1} . Klasifikace podle Bieniawski – RMR (Rock Mass Rating) 41 – průměrná. Klasifikace podle Tesaře QTS 54 – špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.5. Pátý úsek staničení 97, 808 km až 98, 198 km

Délka pátého úseku je 390 m. Výška horninového nadloží 14 m až 24 m. Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě ražby – zde se nachází břidlice prachovitá, slabě grafická s křemenem do 30 %, zdravá, břidlice grafito-jílovitá, tektonicky porušená, zdravá, břidlice prachovitá a jílovitá, hydrotermálně alterovaná R3 – R5 (podle intenzity alterace), ryolit, R3, spilit, zdravý R2, spilit, mírně zvětralý R2 – R3, břidlice jílovito-pískovcová, velmi zvětralá, břidlice prachovitá, slabě grafitický s křemenem nad 30 %, zdravá. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $2\,500\text{ ms}^{-1}$ až $3\,000\text{ ms}^{-1}$. Pevnost horniny v jednoosém tlaku 13 MPa – R4. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) 35 %. Hustota diskontinuit 60 mm až 200 mm. Charakter ploch nespojitosti mírně drsné, průběžné. Zvodnění lokální, silné přítoky z tektonických poruch 4 ls^{-1} až 10 ls^{-1} . Klasifikace podle Bieniawsky – RMR (Rock Mass Rating) 39 – špatná. Klasifikace podle Tesaře QTS 48 – špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.6. Šestý úsek staničení 98, 198 km až 98, 558 km

Délka šestého úseku je 360 m. Výška horninového nadloží 10 m až 14 m. Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě ražby – zde se nachází břidlice jílovito-pískovcová, velmi zvětralá, břidlice prachovitá, slabě grafitická s křemenem do 30 %, zdravá, droba velmi zvětralá, droba mírně zvětralá, pískovec mírně zvětralý, prachovec, velmi zvětralý R5, prachovec, slabě zvětralý, tektonicky porušený, břidlice prachovitá, slabě grafitická, mírně zvětralá, spilit, velmi zvětralý R5, spilit, mírně zvětralý R2 – R3, břidlice prachovitá, slabě grafitická s křemenem nad 30 %, zdravá. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $3\,000\text{ ms}^{-1}$ až $4\,000\text{ ms}^{-1}$. Pevnost horniny v jednoosém tlaku 15 MPa – R4. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) 40 %. Hustota diskontinuit 60 mm až 200 mm. Charakter ploch nespojitosti mírně drsné, průběžné. Zvodnění přítoky ovlivněné atmosférickými srážkami vsakovanými do nadloží, lokální silné přítoky z tektonických poruch. Klasifikace podle Bieniawsky – RMR (Rock Mass Rating) 41 – průměrná. Klasifikace podle Tesaře QTS 51 – špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.7. Sedmý úsek staničení 98,558 km až 98,708 km

Délka sedmého úseku je 150 m. Výška horninového nadloží 10 m. Litologie v této části je tvořena písky, jíly, šterky a břidlicemi. Geologie v čelbě – spilit, velmi zvětralý R5, spilit, eluvium spilitu charakteru jílu R6, břidlice jílovito-prachovitá, velmi zvětralá. Stratigrafie kvartér a neogén- svrchní proterozoikum. Zvodnění přítoky ovlivněné atmosférickými srážkami. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.8. Osmý úsek staničení 98,708 km až 98,868 km

Délka osmého úseku je 160 m. Výška horninového nadloží 10 m až 13 m. Litologie v této části je tvořena břidlicemi. Geologie v čelbě – spilit, eluvium spilitu chrakteru jílu R6, spilit, velmi zvětralý R5, břidlice jílovito-prachovitá, velmi zvětralá, břidlice prachovitá, slabě grafická mírně zvětralá, droba mírně zvětralá, pískovec mírně zvětralý, písky, šterky, jíly, spilit, mírně zvětraly R2 – R3, spilit, zdravý R2. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $2\,000\text{ ms}^{-1}$ až $2\,500\text{ ms}^{-1}$. Pevnost horniny v jednoosém tlaku 5 MPa – R5. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) < 25 %. Hustota diskontinuit < 60 mm. Charakter ploch nespojitosti mírně drsné, průběžné. Zvodnění přítoky ovlivněné atmosférickými srážkami vsakovanými do nadloží. Klasifikace podle Bieniawsky – RMR (Rock Mass Rating) 33 – špatná. Klasifikace podle Tesaře QTS 37 – špatná. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

1.3.9. Devátý úsek staničení 98,868 km až 99,068 km

Délka devátého úseku je 200 m. Výška horninového nadloží 13 m až 39 m. Litologie v této části je tvořena splity. Geologie v čelbě – spilit, zdravý R2, spilit, mítně zvětralá R2 – R3, pískovec mírně zvětralý. Stratigrafie svrchní proterozoikum. Rychlost šíření seismických vln $2\,500\text{ ms}^{-1}$ až $3\,500\text{ ms}^{-1}$. Pevnost hodniny v jednoosém tlaku > 50 MPa – R2. Klasifikace podle RQD (Rock Quality Designation) 80 %. Hustota diskontinuit 200 mm až 800 mm. Charakter ploch nespojitostí mírně drsné, průběžné. Suché, lokální, slabé zvodnění.

Klasifikace podle Bieniawsky - RMR (Rock Mass Rating) 71 – dobrá. Klasifikace podle
Tesaře QTS 81 – dobrá. Viz *grafická příloha číslo 2*. [3]

2. Analýza výsledků monitoringu deformační odezvy tunelu na ražbu severní tunelové trouby

Tato část se zaměřuje na vyhodnocení geotechnického monitoringu zájmového úseku severní tunelové trouby. Jedná se o analýzu nivelačních měření na úseku 98 100 *m* až 98 200 *m* severní tunelové trouby tunelu Ejpvovice. A o analýzu extenzometrických měření na tomto úseku.

2.1. Nivelace

Automatická totální stanice snímala jedenáct nivelačních bodů plus dva nivelační body na extenzometrech. Každou hodinu provedla měření nivelačních bodů, hodinové záznamy byly zaznamenávány a vyhodnocovány. Měření deformací nadloží začalo v době, kdy tunelovací stroj byl na staničení 98 100 *m*. Měření skončilo, když byl tunelovací stroj za staničením 98 200 *m*. [3; 8]

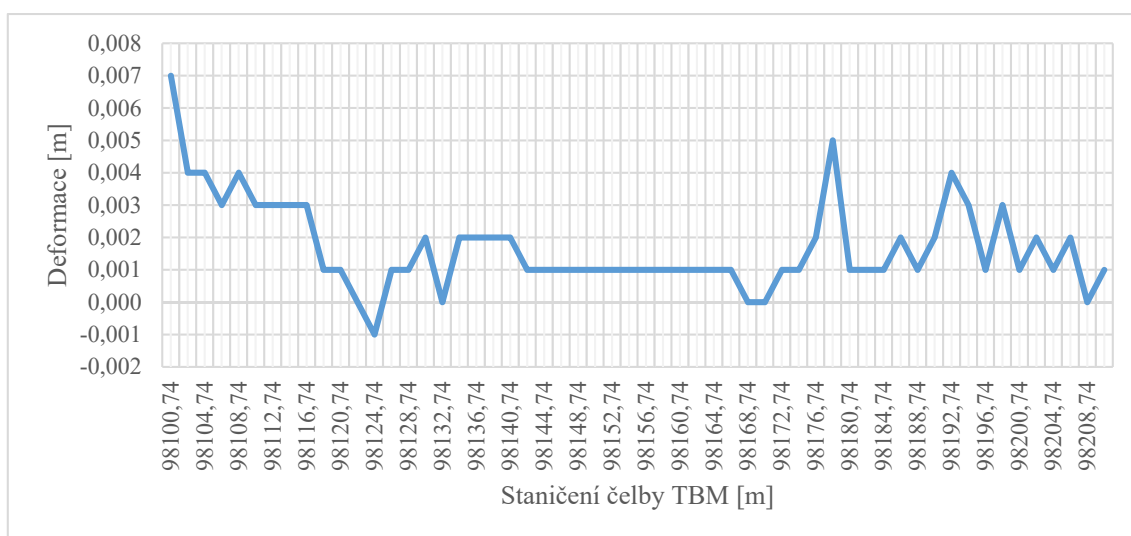
Tabulka 2.1. Staničení měřených bodů a označení

Bod číslo	72104	72105	72106	72107	EXT 11.1.	72108	72109	72111	72112	72113	72114	EXT 3.1.-1	72115
Staničení [m]	98100	98110	98120	98130	98135	98140	98150	98160	98170	98180	98190	98198	98200



Obrázek 2.1. Rozložení měřených bodů pomocí automatické totální stanice [3]

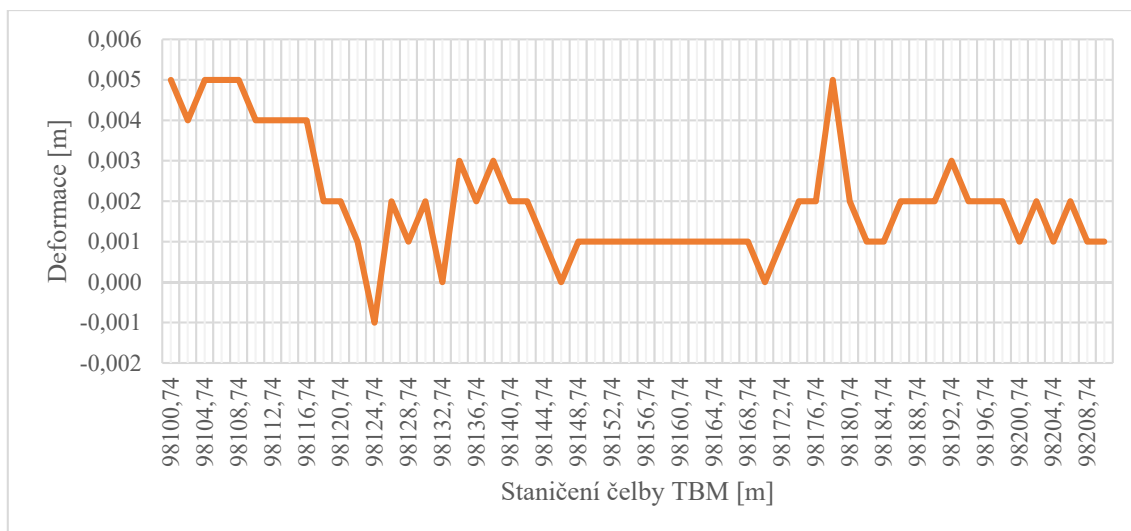
Graf 2.1. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72104 - staničení 98100 m



Před ražbou nad daným úsekem, kde je nivelační bod číslo 72104, byla deformace naměřená 0,007 m. Tato deformace vznikla předchozí ražbou. Když se čelba štítu dostala pod nivelační bod, začalo nadloží klesat až na hodnotu 0,004 m. Po dobu, kdy byl výrub pod ochranou štítu, byly deformace celkem neměnné. V době, kdy ostění tunelu začalo přenášet zatížení, se deformace začala projevovat, že podloží sedlo na hodnotu -0,001 m. Nadloží se začalo zvedat v důsledku použití injektáže výrubu za ostění, nakonec se deformace stabilizovala hodnotě 0,001 m. K dalšímu zvedávání a sedání docházelo, když čelba štítu byla

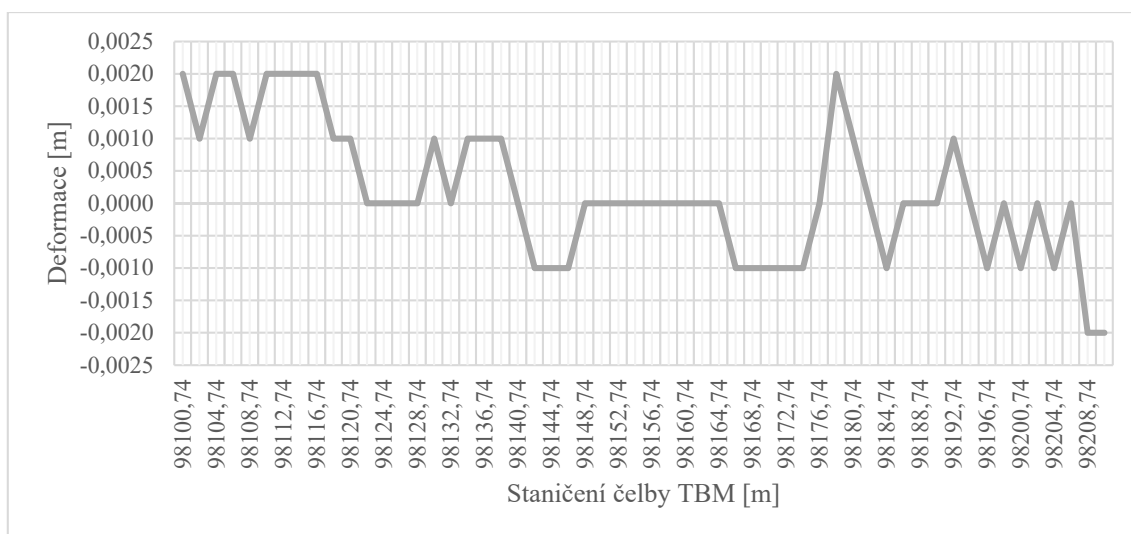
na staničení 98 172,74 *m* až 98 204,74 *m*. Toto mohlo být způsobené změnou hydrogeologických podmínek a dalšími injektážními pracemi.

Graf 2.2. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72105 - staničení 98110 *m*



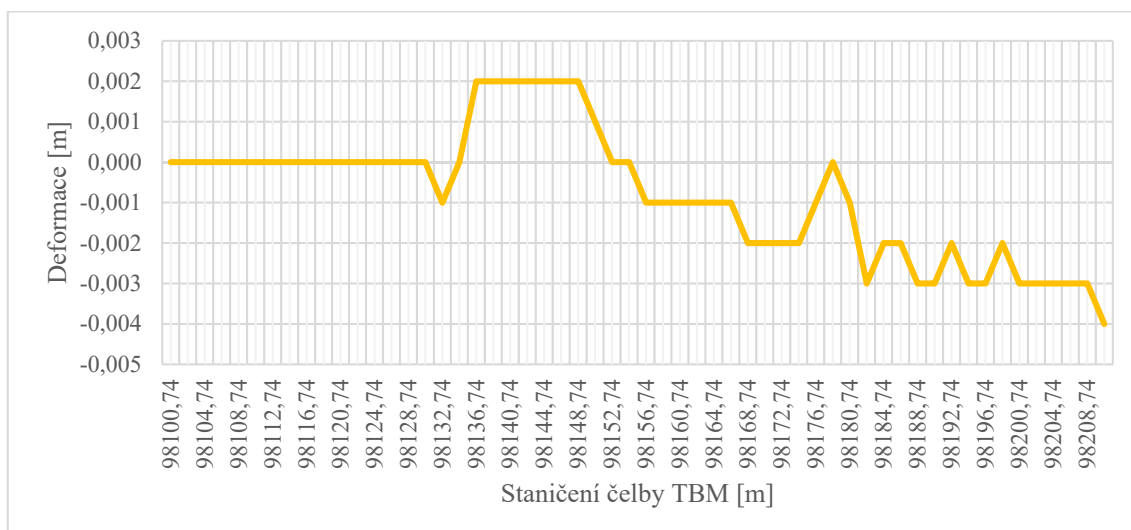
Nivelační bod 72105, v němž byla naměřena deformace vzniklá předchozí ražbou 0,005 *m*. Tato deformace se začala snižovat v důsledku, že se čelba štítu přibližovala ke staničení měřeného bodu, kde tato deformace klesla až na $-0,001$ *m* ve vzdálenosti 10 *m* za čelbou štítu. Po instalaci ostění se prováděly injektážní práce na tomto úseku a nadloží se začalo zvedat. Deformace se ustálila na úseku 98 148,74 *m* až 98 168,74 *m* na hodnotu 0,001 *m*. Vzhledem k podobnému průběhu deformace nadloží jako v grafu 2.1., je možno usoudit podobné závěry.

Graf 2.3. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98120 m



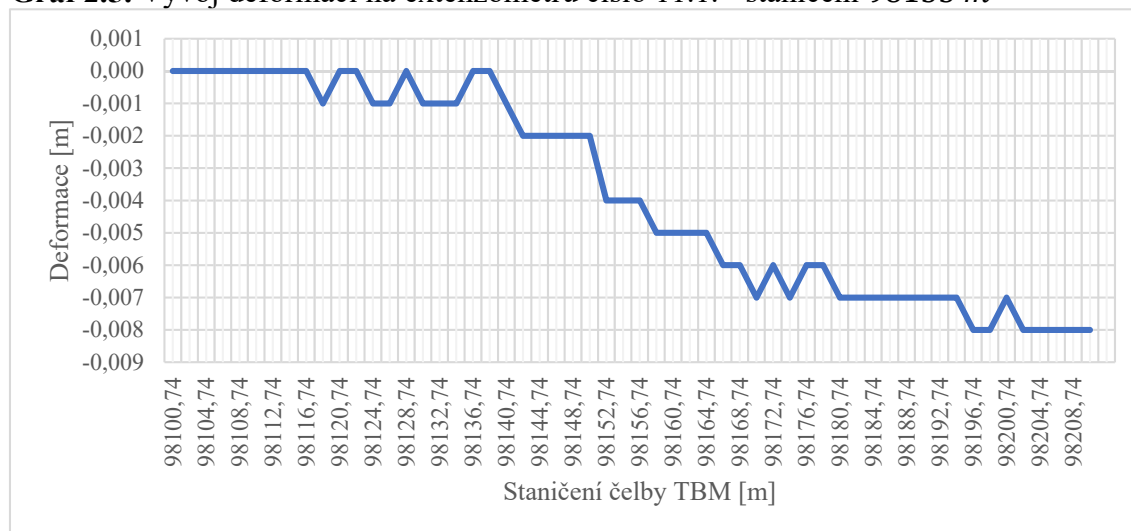
V případě nivelačního bodu číslo 72106 se deformace před ražbou projevovала sedáním a nadzvedáváním nadloží v důsledku působení ražby a hydrogeologických změn v masivu. Před nivelačním bodem na staničení čelby 98 116,74 m docházelo k sedání nadloží až po staničení 98 124 m. Od staničení čelby 98 124 m došlo ke zvedání nadloží v důsledku působení sil na čelbu tunelu. V době, kdy se ostění dostalo z ochrany štítu, došlo k sednutí nadloží na hodnotu $-0,001$ m. K největšímu přizvednutí nadloží došlo na staničení štítu 98 180 m, v tuto dobu se začal injektovat výrub za ostěním. Od staničení štítu 98 180 m docházelo ke klesání a zvedání nadloží v důsledku injektážních prací a změn hydrogeologických podmínek na trase.

Graf 2.4. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98130 m



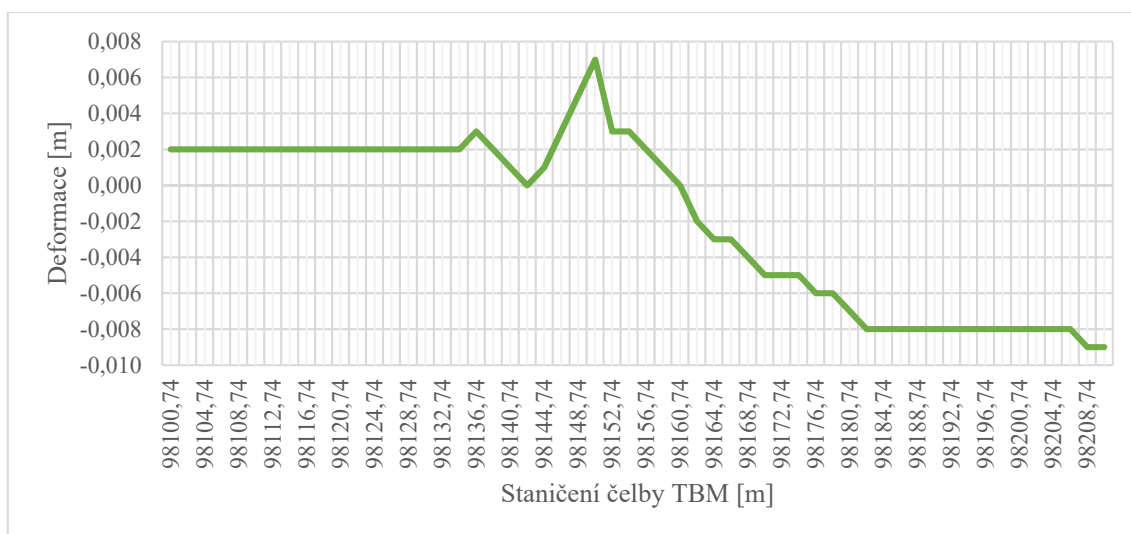
Po celou dobu nivelační bod nezaznamenal deformaci, až na staničení 98 128 *m* a 98 131 *m* se začalo projevovat sedání v důsledku ražby, jelikož nivelační bod se nacházel nad čelbou tunelu. Od staničení čelby šítu 98 132 *m* začalo docházet k přizvednutí nadloží, ve které tato reakce byla důsledkem stále působících sil od šítu. Toto zvedání skončilo na staničení čelby 98 144 *m*, v níž ostění začalo přenášet zatížení nadloží a v tu chvíli začalo nadloží sedat na hodnotu $-0,002$ *m*. Když čelba šítu byla na staničení 98 176 *m*, došlo ke zvedání nadloží v důsledku injektáží výrubu za ostěním. Další injektážní práce a změny hydrogeologických podmínek v masivu – došlo k opakovanému zvedání a sedání nadloží, kde hodnota na staničení čelby 98 208,74 *m* došla k sednutí nadloží až na hodnotu $-0,004$ *m*.

Graf 2.5. Vývoj deformací na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 *m*



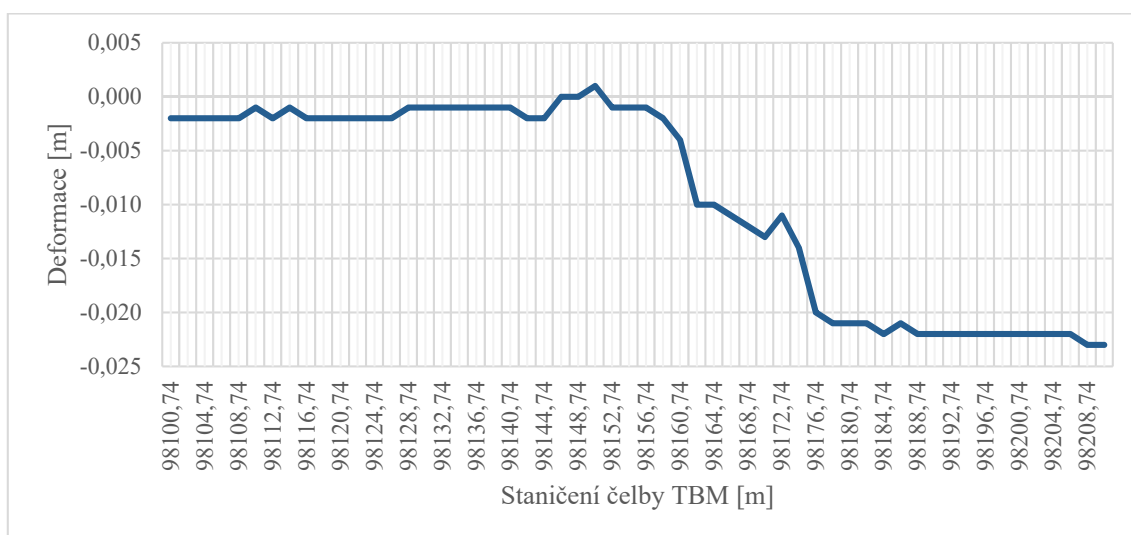
Nivelační bod umístěný na extenzometru číslo 11.1. nevykazoval nějaké zvláštní projevy sedání nadloží, do doby než se čelba dostala pod tento bod. Pak začalo nadloží sedat až do staničení čelby 98 168 *m*, kdy se deformace nadloží začala ustalovat na hodnotách $-0,008$ *m* až $-0,009$ *m*.

Graf 2.6. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72108 - staničení 98140m



Na nivelačním bodě číslo 72108 se začalo projevovat zvedání nadloží před staničením tohoto bodu na staničení čelby 98 136 m. Následně došlo k sednutí nadloží v důsledku rážby a k náhlému zvednutí nadloží v důsledku působících sil na čelbě tunelu. Když zatížení nadloží převzalo ostění tunelu, došlo k sedání nadloží až na hodnotu $-0,009$ m, ale toto sedání mohlo být i změnou hydrogeologických poměrů na trase.

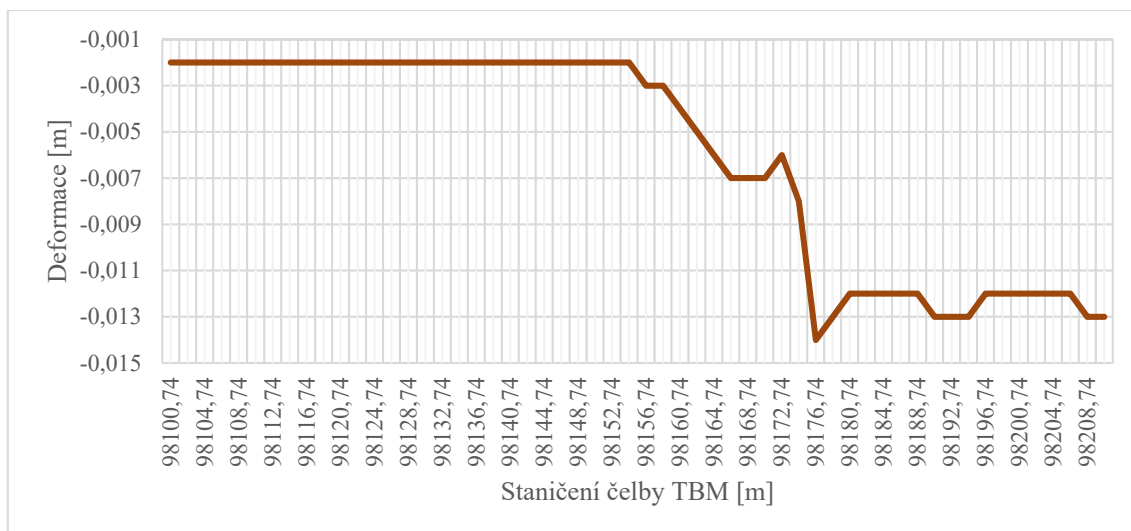
Graf 2.7. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72109 - staničení 98150 m



Na staničení 98 100 m až 98 152 m nedocházelo k žádným velkým změnám deformace nadloží. Když se čelba tunelu dostala za tento nivelační bod, došlo k sedání

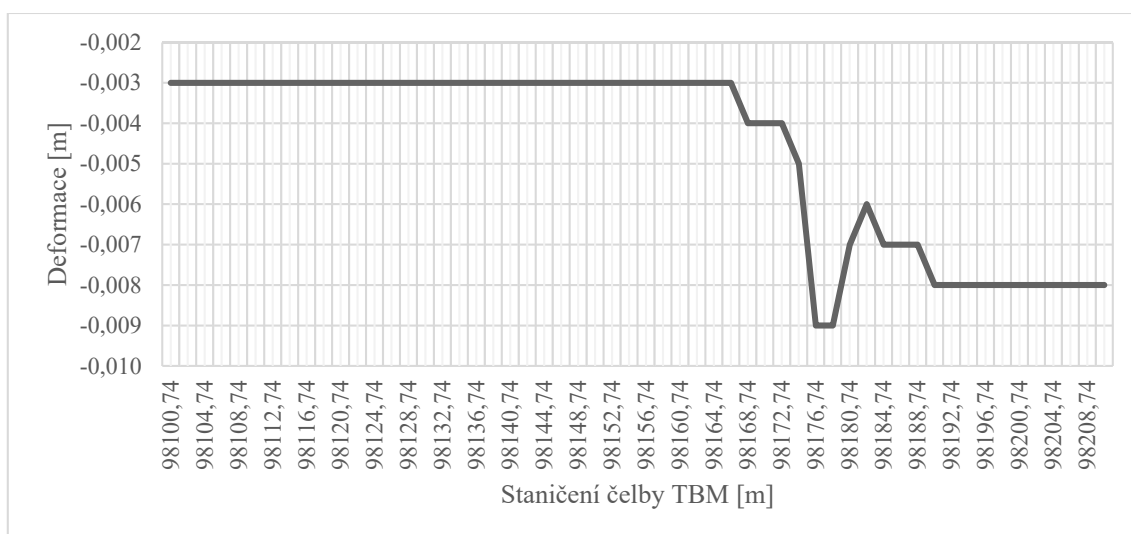
nadloží. Sedání pokračovalo i potom, co ostění tunelu převzalo zatížení nadloží. Tato deformace dosáhla hodnot $-0,023\text{ m}$.

Graf 2.8. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72111 - staničení 98160 m



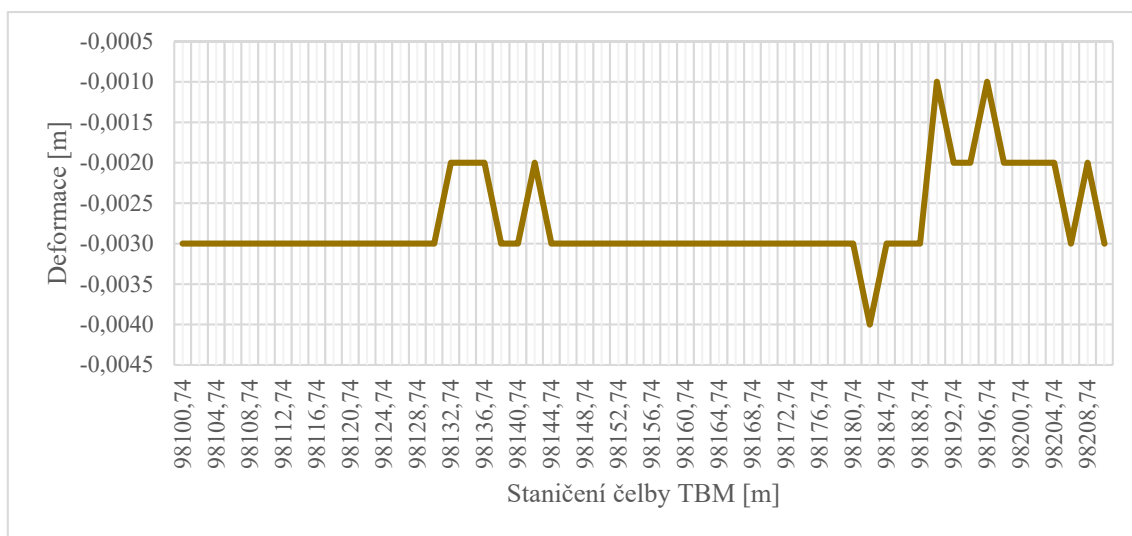
Deformace byla ustálena na $-0,003\text{ m}$, než se čelba razicího stroje dostala těsně před zmiňovaný nivelační bod. Nadloží začalo sedat na hodnotu $-0,007\text{ m}$. Potom, co ostění přezvalo statickou funkci, sedlo nadloží na hodnotu $-0,014\text{ m}$.

Graf 2.9. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72112 - staničení 98170 m



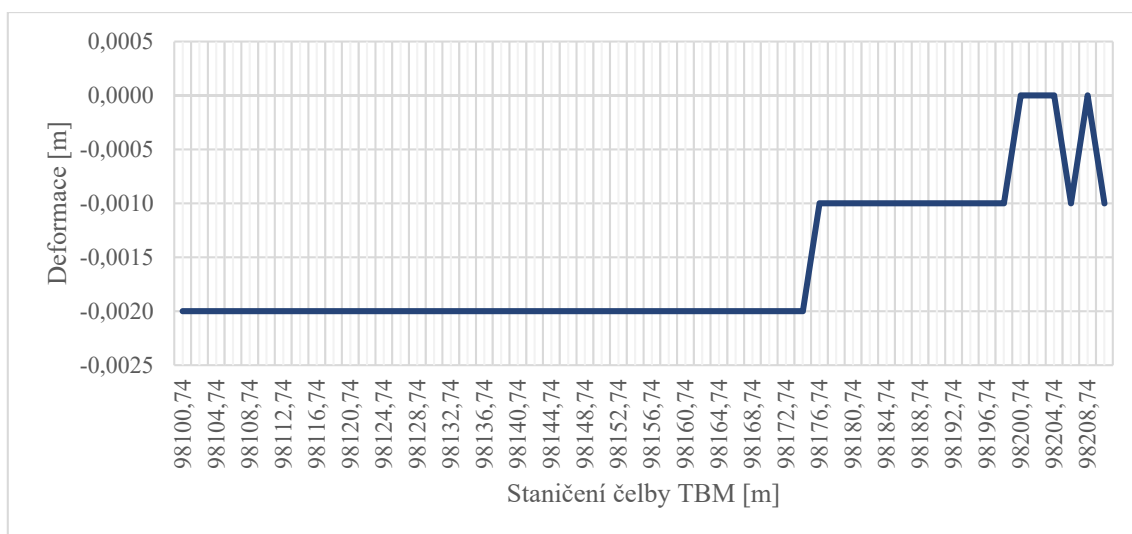
Na nivelačním bodě číslo 72112 byla deformace neměnná, a to $-0,003\text{ m}$ až po staničení čelby 98 164 m . Poté začalo nadloží sedat důsledkem ražby v blízkosti zmiňovaného nivelačního bodu. Hodnota deformace se ustálila na $-0,009\text{ m}$. Poté opět došlo ke zvednutí nadloží o $0,003\text{ m}$, důsledkem odlehčení nadloží. Po zabudování ostění do horninového masivu došlo k sednutí nadloží o $0,002\text{ m}$.

Graf 2.10. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72113 - staničení 98180 m



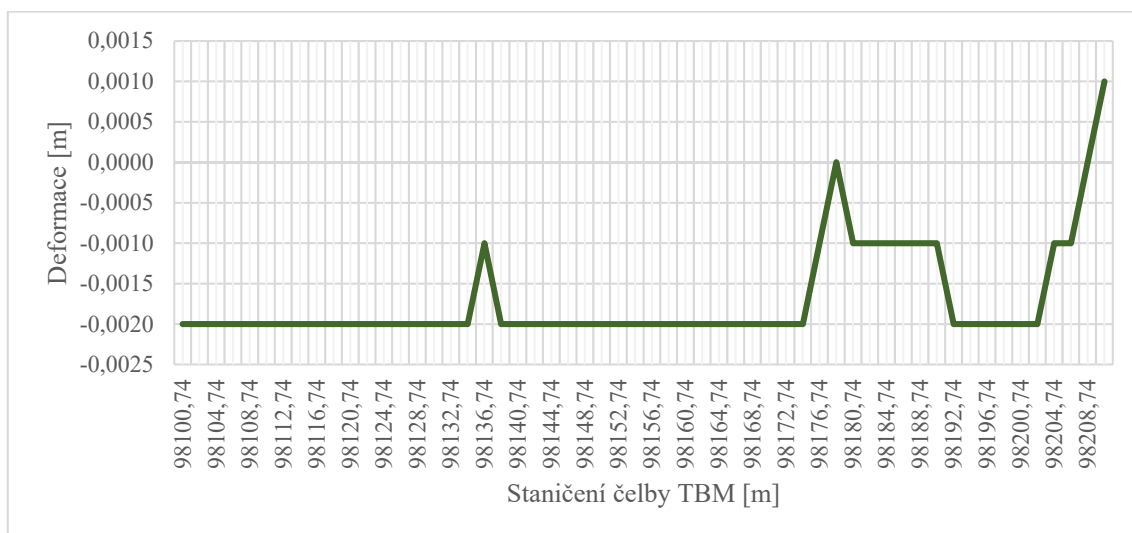
V případě nivelačního bodu číslo 72113 až do staničení čelby 98 181 m byla deformace celkem neměnná a ustálená na hodnotě $-0,003\text{ m}$. Od tohoto bodu došlo k sednutí nadloží o $0,001\text{ m}$. Vzhledem k tomu, že ražba probíhala v nízkém nadloží, ve špatných geologických podmínkách a vysokými tlaky na čelbu, došlo k přizvednutí čelby na hodnotu $-0,001\text{ m}$.

Graf 2.11. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72114 - staničení 98190 m

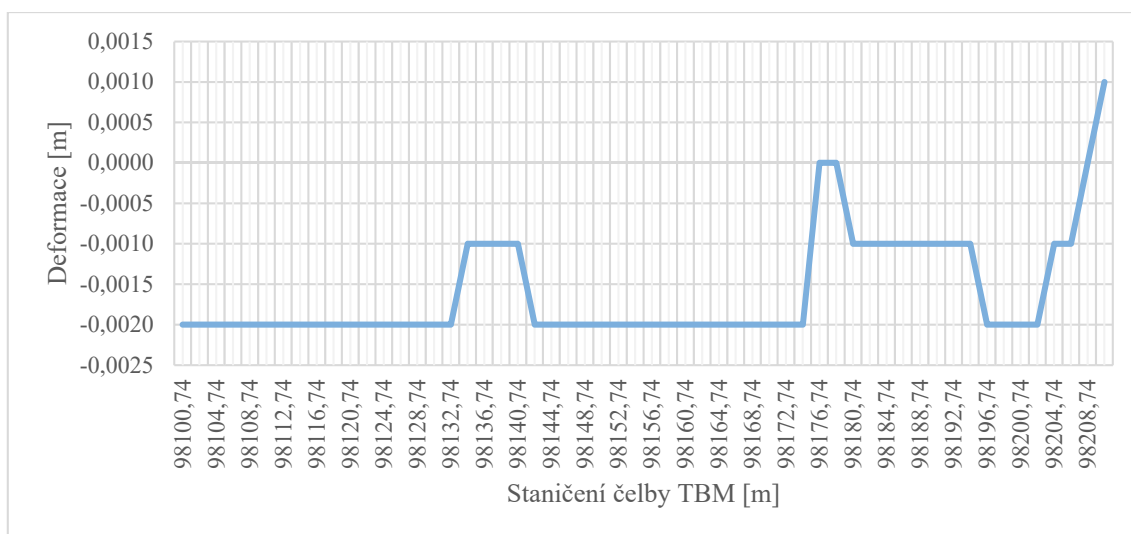


Na nivelačním bodě 72114 byla deformace ustálená na hodnotě $-0,002\text{ m}$. Když čelba štítu byla na staničení $98\,176,46\text{ m}$, došlo k přizvednutí na hodnotu $-0,001\text{ m}$. Toto přizvednutí zapříčinilo nízké nadloží a špatné geologické podmínky na trati. Deformace se ustálila a k dalšímu přizvednutí a následnému sedání došlo na staničení čelby $98\,196\text{ m}$ a $98\,205\text{ m}$ ve vzdálenosti 6 metrů za měřeným bodem.

Graf 2.12. Vývoj deformací na zhlaví extenzometru číslo 3.1. - 1. - staničení 98198 m



Graf 2.13. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72115 - staničení 98200 m



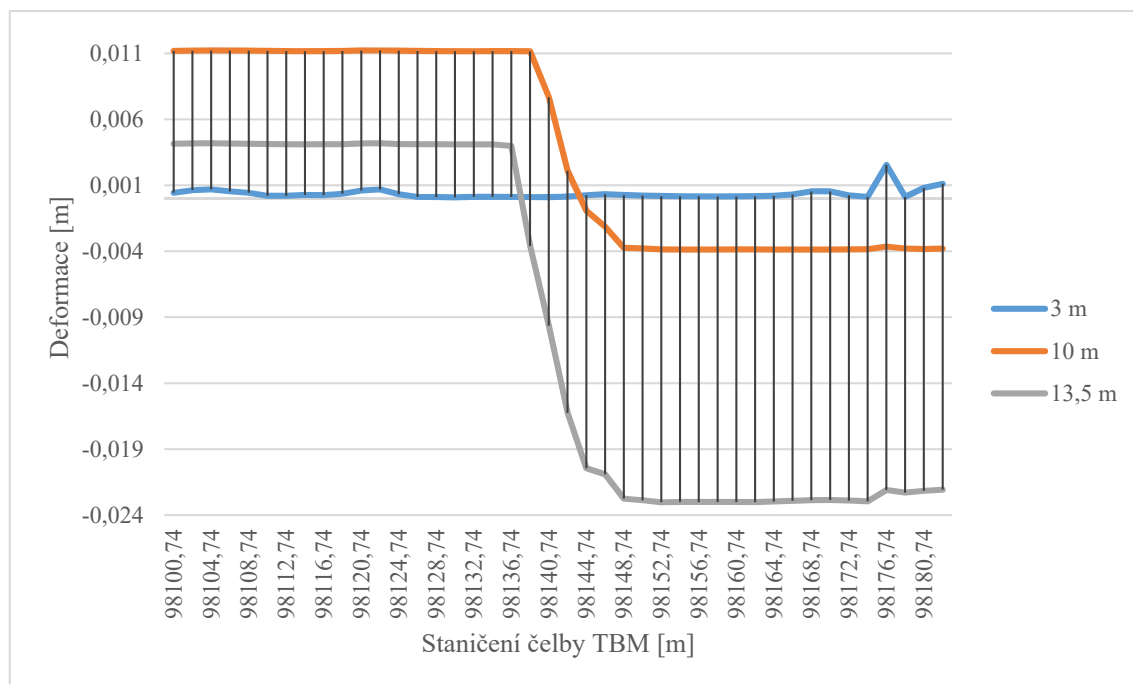
Vzhledem k tomu, že u extenzometru číslo 3.1. 1. a nivelačního bodu číslo 72115 jsou průběhy deformací velmi podobné, vzdálenost mezi těmito body je 2 m. Od staničení čelby 98 172 m došlo ke zvednutí nadloží na hodnotu -0,001 m. Poté nastal pokles a následné zvednutí nadloží na hodnotu 0,001 m, důsledkem nízkého nadloží a vysokých tlaků na čelbu. Také zde došlo k přizvednutí nadloží, důsledkem odlehčení horninového masivu.

2.2. Extenzometry

Zařízení pro monitoring posunů uvnitř horninového prostředí ve směru osy vrtu. Principem je měření změn polohy hlavy vůči kotvě. V Ejpovicích byly použity elektrické tyčové extenzometry 3 až 5 úroňové v tomto zkoumaném úseku, byly 3 úroňové. Materiál tyče – sklo laminát, kotveno pomocí lepení do ocelového zhlaví. U extenzometru číslo 11.1., první úroveň byla umístěna ve hloubce 3 m, druhá úroveň byla umístěna ve hloubce 10 m a třetí úroveň byla ve hloubce 13,5 m. U extenzometru číslo 3.1. – 1., první úroveň byla umístěna ve hloubce 3 m, druhá úroveň byla umístěna ve hloubce 7 m a třetí úroveň byla ve hloubce 11,5 m. Na analyzovaném úseku byly situovány dva extenzometry, jeden ve staničení 98 135 m (EXT. 11.1.) a druhý extenzometr ve staničení 98 198 m (EXT. 3.1. – 1.). [3; 8]

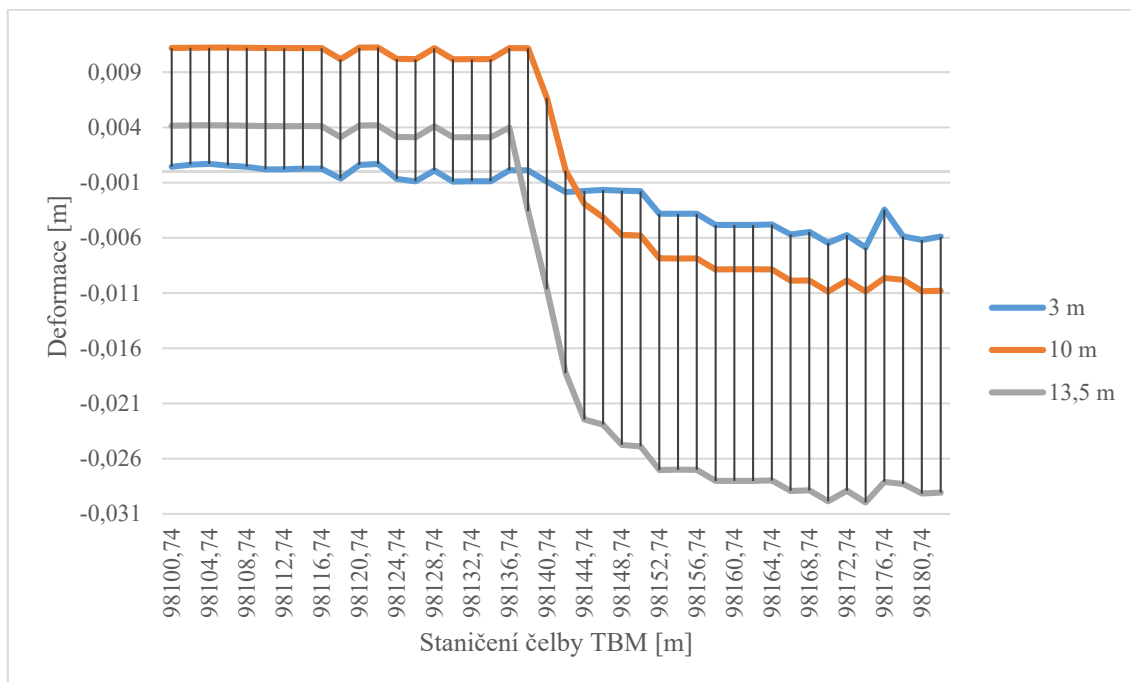
Celková deformace extenzometru je pohyb celku tyče i zhlaví extenzometru. Relativní deformace jsou kotvy vůči zhlaví. Záporné hodnoty představují sednutí, kladné představují zvednutí. [8]

Graf 2.14. Extenzometr 11.1. - Relativní deformace - staničení 98135 m



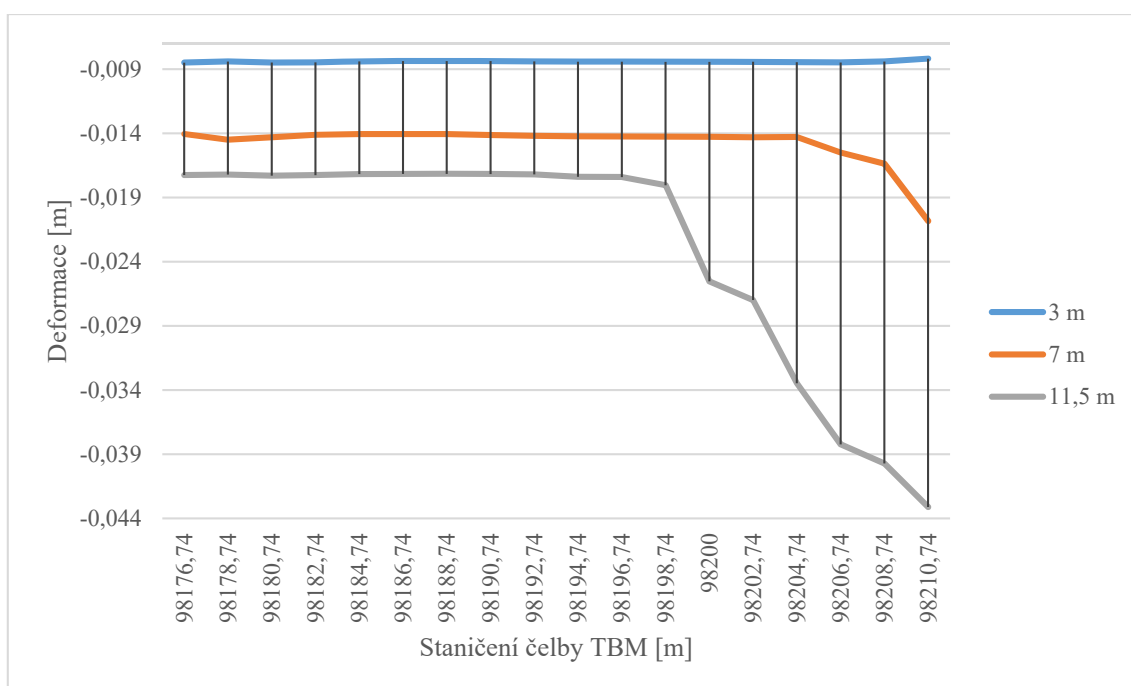
Extenzometr číslo 11.1. který má staničení 98 135 m. Na extenzometrické tyči délky 3 m se v průběhu ražby hodnoty moc neměnily, ustálená deformace byla cca 0,001 m až na úsek staničení čelby 98 176 m do 98 180 m, kde došlo k přizvednutí uvnitř horninového masivu. Na extenzometrické tyči o délce 10 m byla prvotní deformace na tomto úseku 0,011 m, ta začala klesat, až když staničení čelby bylo 98 140 m, což je 5 metrů za staničením extenzometru. Tato deformace uvnitř masivu se ustálila na staničení čelby 98 149 m a její hodnota byla $-0,004$ m. Tyto deformace uvnitř horninového masu jsou spojeny s ražbou. Deformace na extenzometrické tyči délky 13,5 m, hodnoty byly ustálené na 0,004 m, ale když se čelba tunelovacího stroje dostala na staničení extenzometru, došlo k deformaci. Tato deformace se ustálila, až když čelba tunelovacího stroje byla na staničení 98 149 m a ustálila se na hodnotě $-0,023$ m. Většina deformací na extenzometrických tyčích délky 10 m a 13,5 m byly spoje s ražbou tunelu. Měření tohoto extenzometru skončilo na staničení čelby 98 182 m.

Graf 2.15. Extenzometr 11.1. - Celková deformace - staničení 98135 m



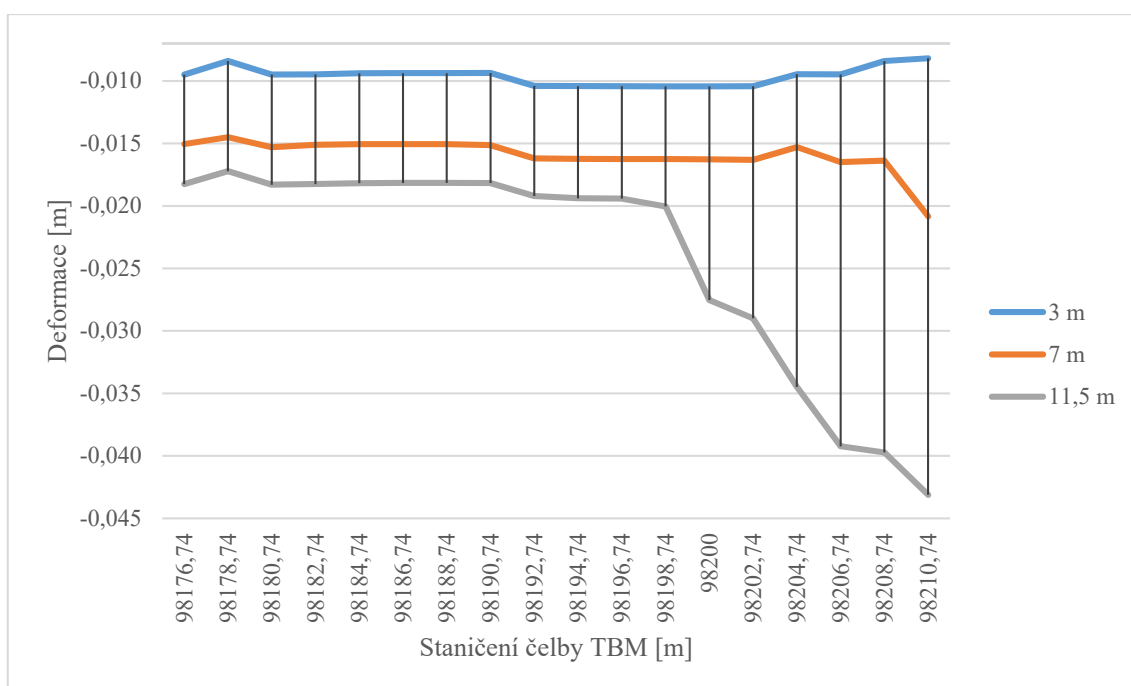
Celkové deformace na extenzometru 11.1., jsou měřeny jako deformace kotvy a pohybu zhlaví extenzometru měřené automatickou nivelační stanicí. Pohyby na povrchu ovlivňují měřené deformace. Vzhledem k pohybům na povrchu docházelo k výkyvům, ale zmíněné deformace nadloží se vždy ustálily na původní hodnotě. K výrazným změnám došlo, až když se staničení čelby dostalo do blízkosti staničení extenzometru, zde se začaly projevovat deformace uvnitř horninového masivu, ale také pohyby na povrchu. Deformace nadloží se nejvíce projevila na celkem konstantní deformaci uvnitř horninového masivu, naměřené na extenzometrické tyči délky 3 m.

Graf 2.16. Extenzometr 3.1. - 1. - Relativní deformace - staničení 98198 m



Extenzometr číslo 3.1. – 1. který má staničení 98 198 m. Na extenzometrické tyči délky 3 m nedocházelo v průběhu ražby k deformacím. Deformace v měřeném úseku byla $-0,009\text{ m}$, tato deformace byla zaznamenávaná po celou dobu měření deformací uvnitř horninového masivu. Na tyči délky 7 m byla deformace ustálená na hodnotě $-0,014\text{ m}$, až když se čelba tunelovacího stroje dostala na staničení 98 205 m, kde se začala projevovat deformace zapříčiněná ražbou, deformace se ustálila na hodnotu $-0,021\text{ m}$. Deformace na extenzometrické tyči délky 11,5 m byla ustálená na hodnotě $-0,017\text{ m}$. Ke změně tohoto stavu došlo poté, co se čelba tunelovacího stroje dostala nad extenzometr. Docházelo k deformacím uvnitř horninového masivu zapříčiněného ražbou tunelu. Hodnota této deformace dosáhla $-0,043\text{ m}$.

Graf 2.17. Extenzometr 3.1. - 1. - Celková deformace - staničení 98198m



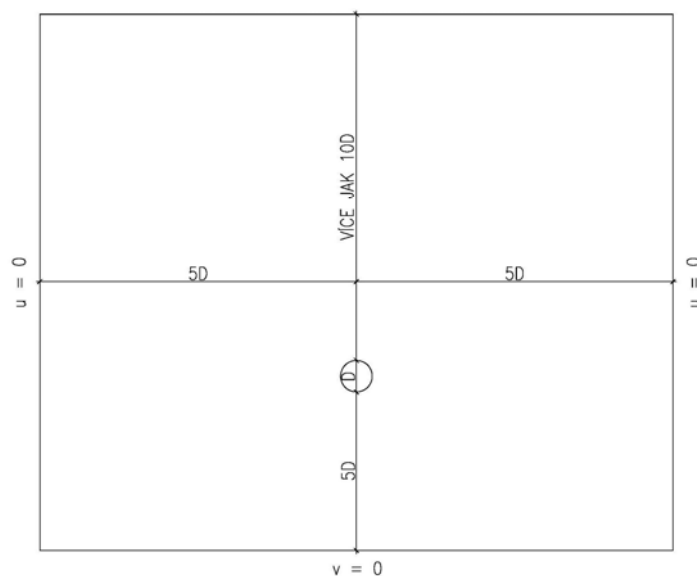
Celkové deformace na extenzometru 3.1. – 1., jsou měřeny jako deformace kotvy a pohybu zhlaví extenzometru měřené automatickou nivelační stanicí. Pohyby na povrchu ovlivňují měřené deformace. V tomto případě docházelo k deformacím na povrch ke zvedání extenzometru před ražbou v úseku 98 176 m až 98 178 m. Tato deformace se vrátila do původního stavu na staničení čelby tunelovacího stroje 98 180 m. Od příslušného úseku se neprojevovaly deformace až do staničení čelby tunelovacího stroje 98 190 m, kdy došlo k poklesu zapříčiněného ražbou. Na úseku, při níž byla čelba tunelovacího stroje na staničení 98 202 m, došlo k přizvednutí nadloží o 0,003 m z důvodu odlehčení masivu.

3. Modelová simulace ražby tunelu při zohlednění určujících faktorů deformační odezvy

Model byl vytvářen v modelovém prostředí MIDAS GTS NX. Tento software je určen pro modelování geotechnických problémů. Pomocí numerické metody, metody konečných prvků, slouží k návrhu a posouzení geotechnických konstrukcí. Tento programový systém modeluje ve 2D nebo 3D prostředí. Je vhodný pro analýzu podzemních staveb, základů, výkopů, jam a také pro dynamickou analýzu a konsolidační analýzu.

3.1. Tvoření geometrie modelu

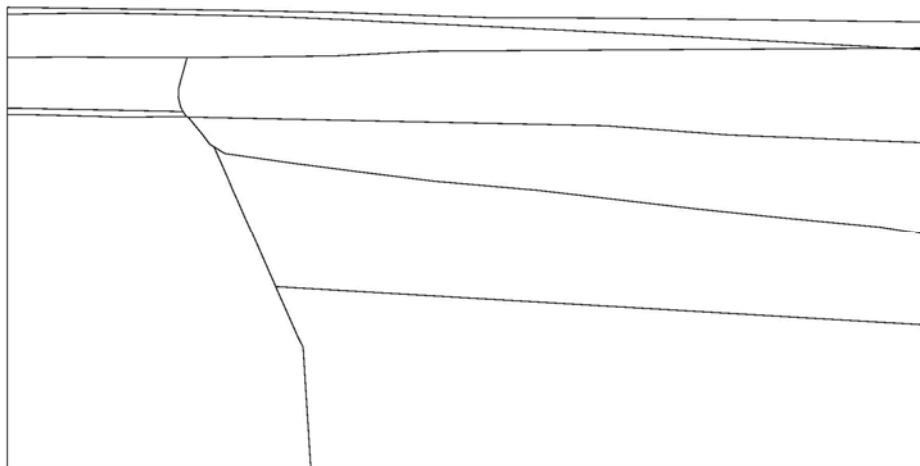
K sestavování modelové situace je potřeba splnit vstupní požadavky na model, jako jsou velikost a rozsah modelové situace pro tunelové stavby v mělkém nadloží viz *obrázek číslo 3.1.* Rozsah modelu musí být zvolen podle těchto podmínek, aby nedocházelo k ovlivnění výpočtu okrajovými podmínkami. Jelikož se jedná o analýzu, která je spojena s problematikou čelby, musí být tento model modelován ve 3D prostředí.



Obrázek 3.1. Doporučený rozsah pro mělké tunely

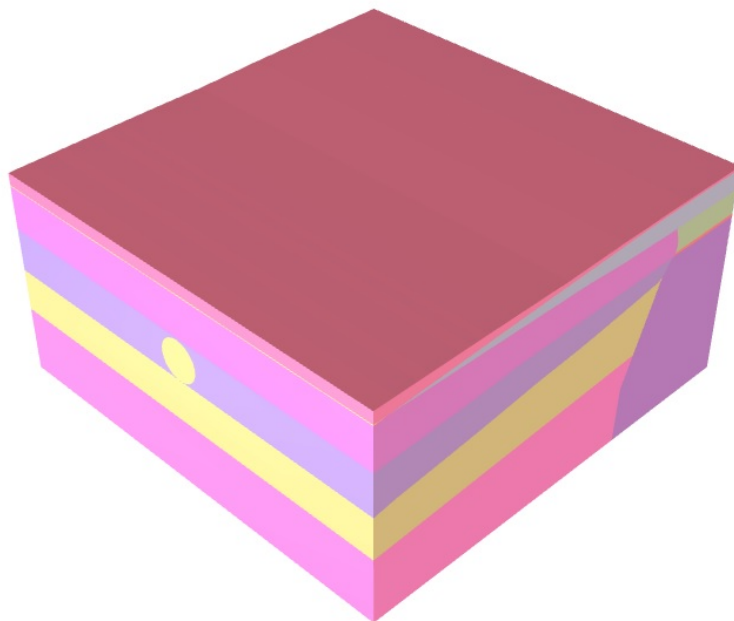
Při tvorbě matematického modelu jsem použil na základní rozdělení geologických vrstev program AutoCad, kde byl vykreslen řez. Tento výstup byl pro správnou

funkci, programového softwaru MIDAS GTS NX, vykreslen v základních jednotce (v metrech). Tento soubor byl naimportován do modelového prostředí MIDAS GTS NX. Viz obrázek číslo 3.2. *Výstup z AutoCadu.*



Obrázek 3.2. Výstup z AutoCadu

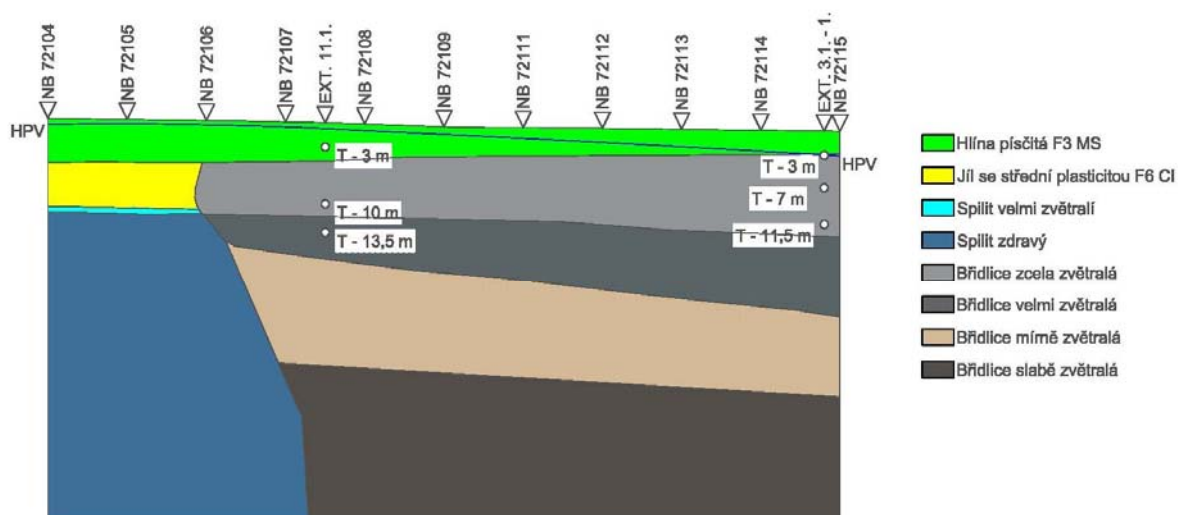
Pomocí funkce [Make Face] jsem z těchto křivek vytvořil 2D tělesa (plochy). Následně jsem použil na tyto plochy funkci [Extrude], v nichž jsem vybral tyto 2D tělesa a protáhl jsem je na délku od 100 m. Na vytvoření výrubu jsem použil funkci [Circle], kde jsem vytvořil dva kruhy o průměru 9,5 m a další o průměru 8,7 m, také jsem do požadavků zadal funkci [Make Face]. Ve středu tohoto kruhu jsem vytvořil křivku [Curve] a natáhl jsem ji přes celou geologii, tak jak byl trasován tunel. Použil jsem funkci [Extrude], abych vytvořil jádro a ostění tunelu jakožto 3D těles. Vytvořil jsem 2D plochu pomocí funkce [Rectangle], díky které rozdělím výrub na 51 částí, první část bude mít délku 0,74 m, další části budou mít délku 2 m. Pro posun této plochy použiji funkci [Translate]. Na rozdělení výrubu na tyto části jsem použil funkci [Divide Solid]. Viz *obrázek číslo 3.3. Ukázka geometrie modelu.* [4]



Obrázek 3.3. Ukázka geometrie modelu

3.2. Geotechnické parametry hornin v modelu

Modelový úsek je situován do staničení 98 100 *m* až 98 200 *m* severní tunelové trouby. Geologická situace na modelovém úseku je tvořena následujícími horninami a zeminami – kvartér je tvořen hlínou písčitou (F3 - MS), neogén je tvořen jíly se střední plasticitou (F6 - CI) a proterozoikum je tvořeno spility se stupněm pevnosti vysokým (R2), spility se stupněm pevnosti nízkým (R4) a dále také břidlicemi prachovitými a jílovitými, které mají stupně pevnosti střední (R3), nízký (R4), velmi nízký (R5) a extrémně nízký (R6). Hladina podzemní vody se nachází jeden až tři metry pod povrchem. Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v *tabulce 3.1*. Viz *obrázek číslo 3.4. Schéma geologie modelové situace a schéma měřených bodů na profilu*. Viz *celá geologie této části příloha číslo 3*. [3]



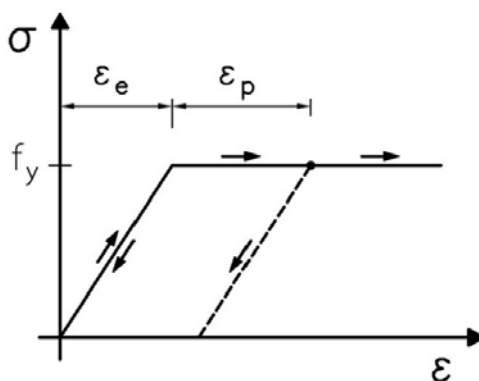
Obrázek 3.4. Schéma geologie modelové situace a měřených bodů na profilu

Tabulka 3.1. Modelové materiálové charakteristiky zemin a hornin [3]

Název	Objemová tíha γ [kNm ⁻³]	Objemová tíha saturované zeminy γ_{sat} [kNm ⁻³]	Deformační modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	Soudržnost c [kPa]	Úhel vnitřního tření φ [°]
Hlina písčitá	18	22	5	0,35	8	24
Jíl se střední plasticitou	21	-	6	0,4	12	17
Spilit zdravý	29	-	1500	0,25	200	46
Spilit velmi zvětralý	26	28	200	0,3	50	34
Břidlice slabě zvětralá	26	28	350	0,3	60	35
Břidlice mírně zvětralá	25	27	60	0,3	30	30
Břidlice velmi zvětralá	23	25	60	0,35	25	28
Břidlice zcela zvětralá, eluvium	20	22	20	0,35	20	28

Konstitutivní model pro zeminy byl použit Mohr-Coulombův. Tento konstitutivní model je používán v geotechnické praxi, protože je jednoduchý a je popsán výsledky

standardních laboratorních či polních zkoušek. Mohr-Coulombův model je pružný a ideálně plastický. Chování materiálu je lineárně pružné až do meze plastické deformace při konstantním napětí. Viz *obrázek číslo 3.5. Ideálně pružnoplastický model*. [1]



Obrázek 3.5. Ideálně pružnoplastický model

Kde:

ϵ_e ... elastické (pružné) přetvoření [-]

ϵ_p ... plastické přetvoření [-]

f_y ... napětí na mezi kluzu [MPa]

Tento konstitutivní vztah nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření. Je použit stejný modul pružnosti při zatěžování i při odlehčování v modelových situacích. K porušení zeminy nastane při dosažení napětí překračující smykovou pevnost materiálu τ . Lineární smykové pevnosti představuje Mohr-Coulombova obalová čára pevnosti. Rovnice obalové čáry pevnosti:

$$\tau = \sigma * \operatorname{tg}(\varphi) + c$$

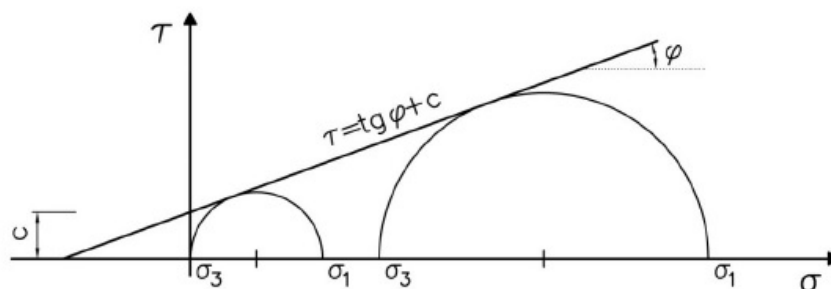
Kde:

τ ... tangenciální napětí na smykové ploše – smyková pevnost [kPa]

σ ... normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu [kPa]

c ... soudržnost zeminy [kPa]

φ ... úhel vnitřního tření zeminy [°]



Obrázek 3.6. Mohr-Coulombova obalová čára pevnosti, grafické zobrazení

Vzhledem k tomu, že v reálné situaci se nachází hladina podzemní vody, jež ovlivňuje chování deformace, byla tato skutečnost zahrnuta i do modelové situace. V případě této skutečnosti bych musel uvažovat objemovou tíhu saturované zeminy γ_{sat} , ale tato skutečnost nebyla známa, proto jsem do modelové situace pro hlínu písčitou připočetl k objemové tíze γ hodnotu 4 kNm^{-3} a u dalších výše zmíněných jsem připočetl k objemové tíze γ hodnotu 2 kNm^{-3} , až na jíly se střední plasticitou, tuto zeminu a zdravý spilit. Jelikož všechny ostatní horniny jsou zvětralé, lze tedy uvažovat, že se voda dostane do masivu tvořené těmito horninami. Dále jsem musel uvažovat, že tyto zeminy musí mít i koeficienty propustnosti. Jelikož poskytnutá data neobsahovala koeficienty filtrace pro všechny horniny a zeminy použité v tomto modelu, byly další hodnoty koeficientů filtrace převzaty z rešerše odborné literatury. [3; 7]

Tabulka 3.2. Koeficienty filtrace [3; 7]

Název	Koeficient filtrace $K \text{ [ms}^{-1}\text{]}$
Hlína písčitá	$1 * 10^{-4}$
Jíl s nízkou plasticitou	$1 * 10^{-8}$
Spilit zdravý	$1 * 10^{-12}$
Spilit velmi zvětralý	$1 * 10^{-10}$
Břidlice slabě zvětralá	$1 * 10^{-11}$
Břidlice mírně zvětralá	$1 * 10^{-11}$
Břidlice velmi zvětralá	$1 * 10^{-10}$
Břidlice zcela zvětralá, eluvium	$1 * 10^{-10}$

3.3. Tunelové ostění a štít

V modelové situaci bylo uvažováno 51 prstenců. Podle záznamů stroje jsem musel vzít, že na modelovém úseku nebudou všechny prstence mít 2 m, jak je uvedeno v tabulce číslo 1.2.. Proto měl první prvek velikost 0,74 m a poslední prvek měl velikost 1,26 m. Materiálové charakteristiky ostění viz *tabulka číslo 3.3.*

Tabulka 3.3. Materiálové charakteristiky ostění [3]

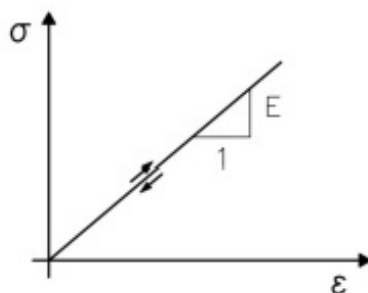
Název	Objemová tíha γ [kNm ⁻³]	Modul pružnosti E [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]
Beton C45/55	25	36000	0,3

Štít je v modelu dlouhý 10 m a tloušťka je 0,1 m. Materiál štítu je charakterizován v *tabulce číslo 3.4.*

Tabulka 3.4. Materiálové charakteristiky štítu [3]

Název	Objemová tíha γ [kNm ⁻³]	Modul pružnosti E [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]
Štít – ocel	78,5	210000	0,2

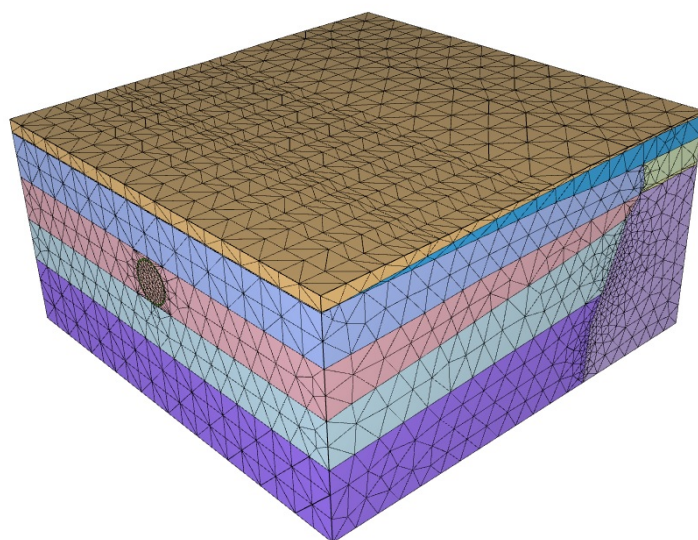
Pro tyto konstrukce se používá lineárně pružný konstitutivní model. Tento konstitutivní model má lineární vztah mezi napětím a přetvořením daný Hookovým zákonem, při čemž tato přetvoření jsou vratná. Konstitutivní vztah závisí pouze na dvou veličinách, modulu pružnosti E [MPa] a Poissonově čísle ν [-]. Chování tohoto modelu je zobrazeno na *obrázku číslo 3.7. Lineárně pružný model.* [1]



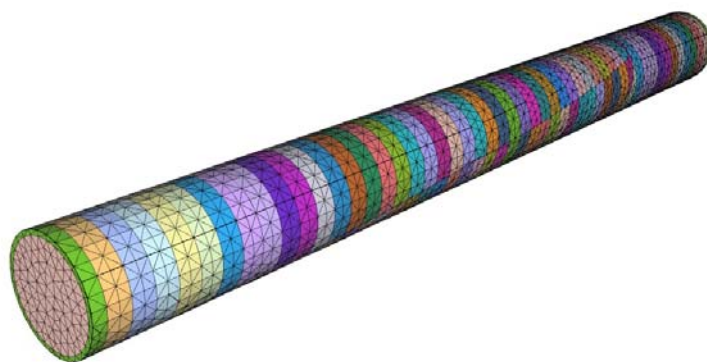
Obrázek 3.7. Lineárně pružný model

3.4. Tvorba sítí

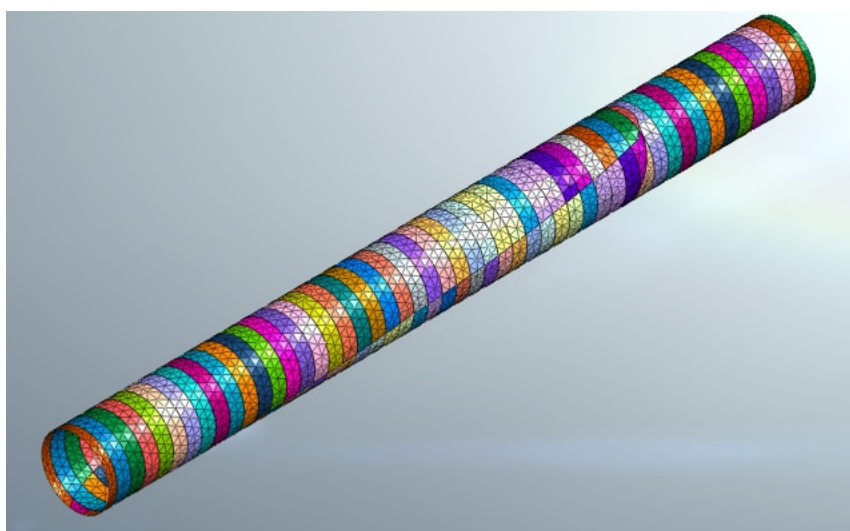
Vytvořená geometrie se musí rozdělit na konečný počet podoblastí a konečné prvky. Každý tento prvek je navzájem propojen pomocí uzlových bodů na hranicích. Programové prostředí MIDAS GTS NX má automatický generátor sítě 2D nebo 3D prvků. Pro zeminy a ostění byly zvoleny 3D prvky ve tvaru jehlanu, které mají čtyři stěny. Velikost sítě u zemin byla 5 m a velikost sítě u ostění a jádra byla 2 m. Pro model štítu jsem použil 2D prvky trojúhelníky, kde tato síť kopírovala síť ostění. *Obrázek číslo 3.8. a 3.9. Ukázka 3D sítě použité v modelu. Obrázek číslo 3.10. Ukázka 2D sítě použité v modelu.*



Obrázek 3.8. Ukázka 3D sítě použité v modelu, včetně rozhraní geologických celků



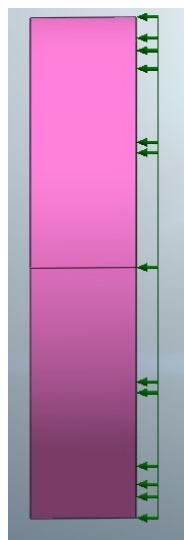
Obrázek 3.9. Ukázka 3D sítě použité v modelu - jádro a ostění



Obrázek 3.10. Ukázka 2D sítě použité v modelu – štít

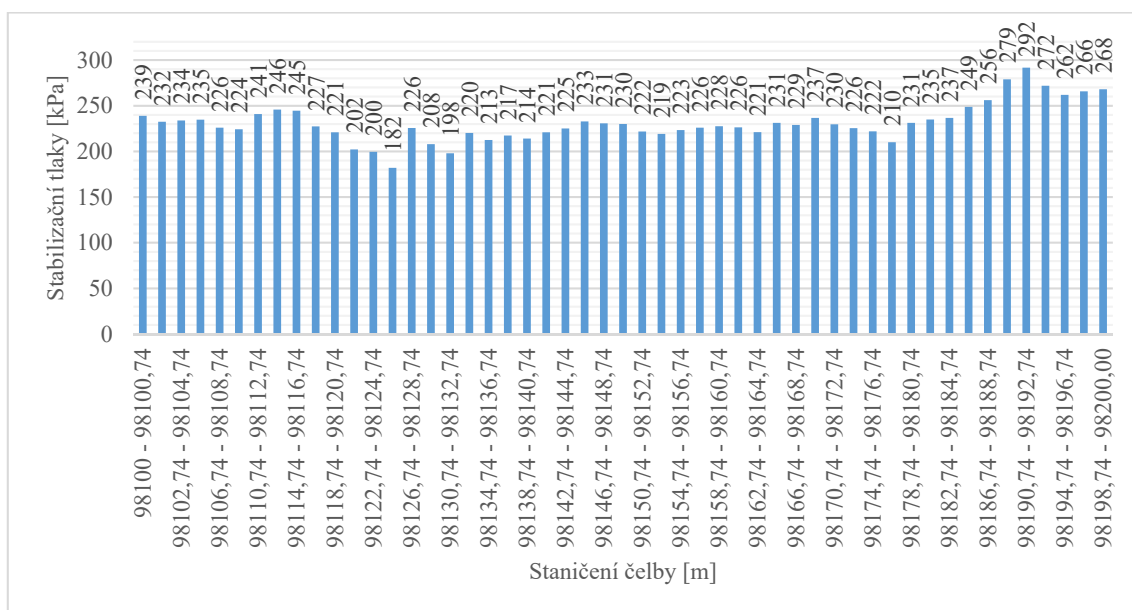
3.5. Stabilizační tlaky na čelbu

Stabilizační tlaky na čelbu jsou důležitou součástí při ražení tunelu pomocí tunelovacích strojů. Tato možnost se využívá hlavně u štítů, které razí ve špatných geologických podmínkách nebo pod hladinou podzemní vody popř. v obou případech. Do modelové situace byly hodnoty převzaty z reálné situace vyhodnocené informačním programem IRIS. Tyto hodnoty byly zjednodušeny pro modelovou situaci, více *graf číslo 3.1. Stabilizační tlaky na čelbě*. Zatížení čelby v modelové situaci je simulováno jako konstantní hodnota na celé čelbě. Hodnoty odpovídají průměrnému zatížení na čelbě raženého úseku. *Obrázek číslo 3.11. Stabilizační tlaky na čelbě v modelové situaci.*



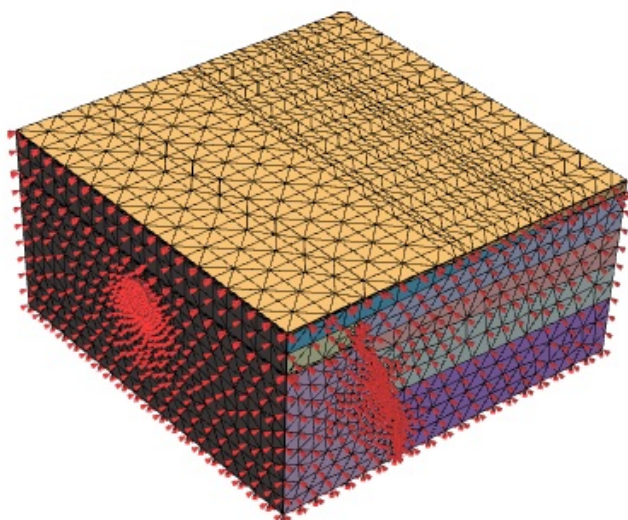
Obrázek 3.11. Stabilizační tlaky na čelbě v modelové situaci

Graf 3.1. Stabilizační tlaky na čelbě [3]



3.6. Fázování modelu a příprava na výpočet

Před samotným výpočtem je důležité nastavení okrajových podmínek v záložce Boundary. Tyto okrajové podmínky slouží k zabránění rotačnímu i translačnímu posunu celého modelu. V mnou vytvořeném modelu se jedná o takzvanou tuhou vanu, více *obrázek číslo 3.12. Okrajové podmínky*.



Obrázek 3.12. Okrajové podmínky

Pak je nutné nadefinovat hladinu podzemní vody. V programovém softwaru MIDAS GTS NX pro to existuje funkce Water Level. Pomocí této funkce jsem zadal výšku hladiny podzemní vody.

Samotný výpočet je nutné rozdělit do kroků, aby výpočet odpovídal reálnému cyklu ražby. Pro tento případ je nutné zvolit typ výpočtu Construction Stage. Ten provádí nelineární analýzu posloupného výpočtu od iniciační fáze až po konečnou fázi. Výpočet byl proveden za předpokladu neodvodněného chování prostředí, zde se uvažuje s efektivními parametry pevnosti a tuhostí.

Iniciační fáze je fáze, která představuje modelovou situaci, ve které se stanovuje počáteční stav napjatosti při působení vlastní tíhy. Není zde vyraženo dílo, nepůsobí zde stabilizační tlaky na čelbu a hladina podzemní vody je původní.

Jednotlivé fáze musí simulovat postup ražby děl. V modelové situaci je obsaženo celkem 57 fází. Jelikož ražba tunelovacím strojem je cyklický proces, tak jednotlivé fáze jsou obdobné. V první fázi působí stabilizační tlak na čelbu, v dalších čtyřech přibývá v modelové situaci ochrana výrubu štítem. V šesté fázi se instaluje ostění pod ochranou štítu. Aby se

vzájemně nepřekrývaly síť jádra a ostění, byla zde nastavena změna materiálových charakteristik pomocí funkce Change Property. Tato funkce slouží ke změně materiálových vlastností, v mém případě materiálové charakteristiky zeminy na materiálové charakteristiky ostění. V sedmé fázi se deaktivuje část štítu, kde je zabudované ostění a ostění přenáší zatížení. V každé fázi ražby působí síly na čelbu. Tento proces se opakuje po celou dobu až do poslední fáze.

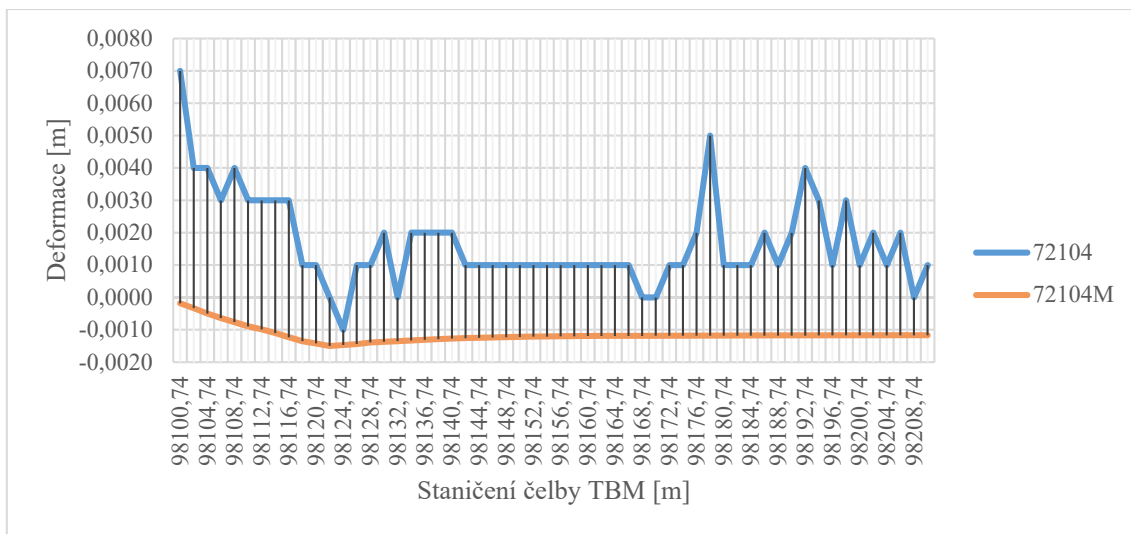
4. Analýza modelových výsledků, srovnání s výsledky geotechnického monitoringu

Tato kapitola je zaměřená na analýzu modelových výsledků, modelu sestaveného podle – geometrie, materiálových charakteristik, stabilizačních tlaků na čelbu, vytvořených sítí, podle simulace fází ražby, uvedené v kapitole číslo 3 a na srovnání modelových výsledků a výsledků naměřených pomocí geotechnického monitoringu uvedené v kapitole číslo 2. Srovnání deformací na povrchu měřené automatickou nivelační stanicí a modelových deformací na povrchu vypočítaných pomocí metody konečných prvků softwarem MIDAS GTS NX. Na srovnání deformací uvnitř horninového masivu měřené pomocí extenzometrů a modelových deformací uvnitř horninového masivu, vypočítaných pomocí metody konečných prvků softwarem MIDAS GTS NX.

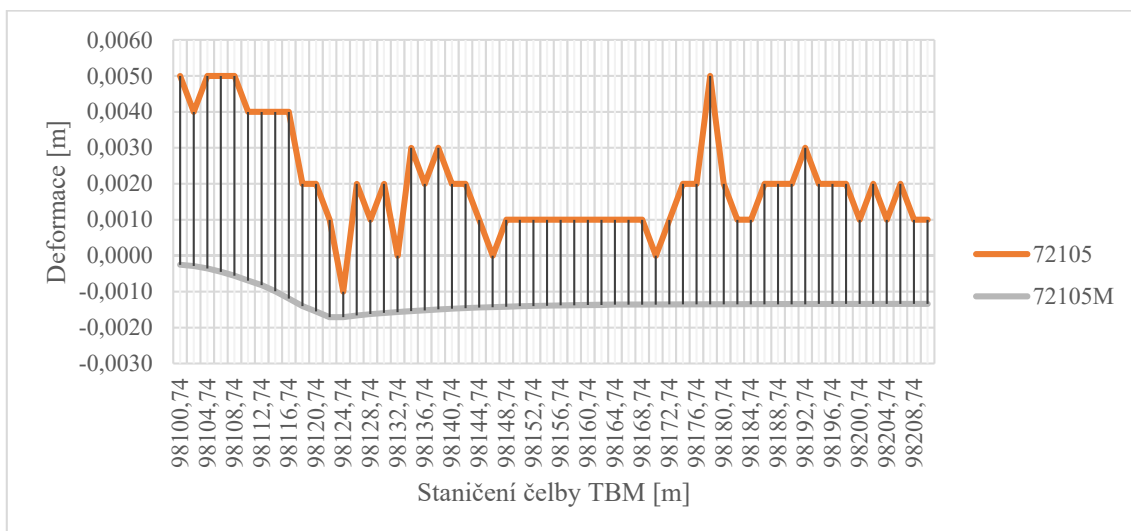
4.1. Srovnání deformací na povrchu

V této části se zaměřuji na srovnání deformací naměřených pomocí automatické totální stanice a na deformace vypočtené v modelové situaci. V *tabulce číslo 2.1.* jsou vedená staničení a značení jednotlivých bodů na měřeném úseku. Na *obrázku 3.4.* jsou graficky znázorněné tyto body v profilu ražby. Na grafickém vyobrazení srovnání modelových deformací jsou modelové výsledky označené M.

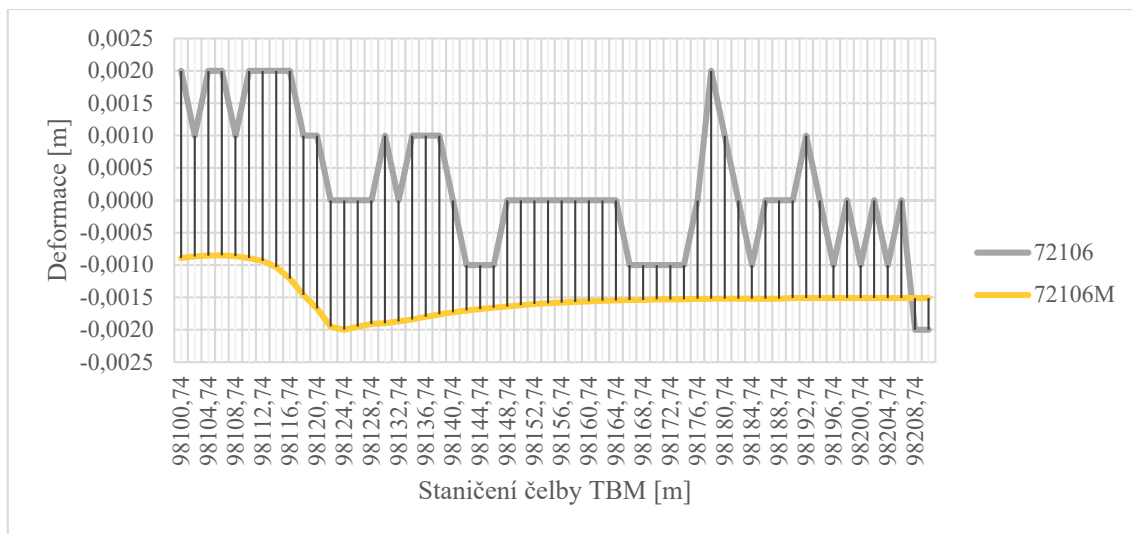
Graf 4.1. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72104 - staničení 98100 m



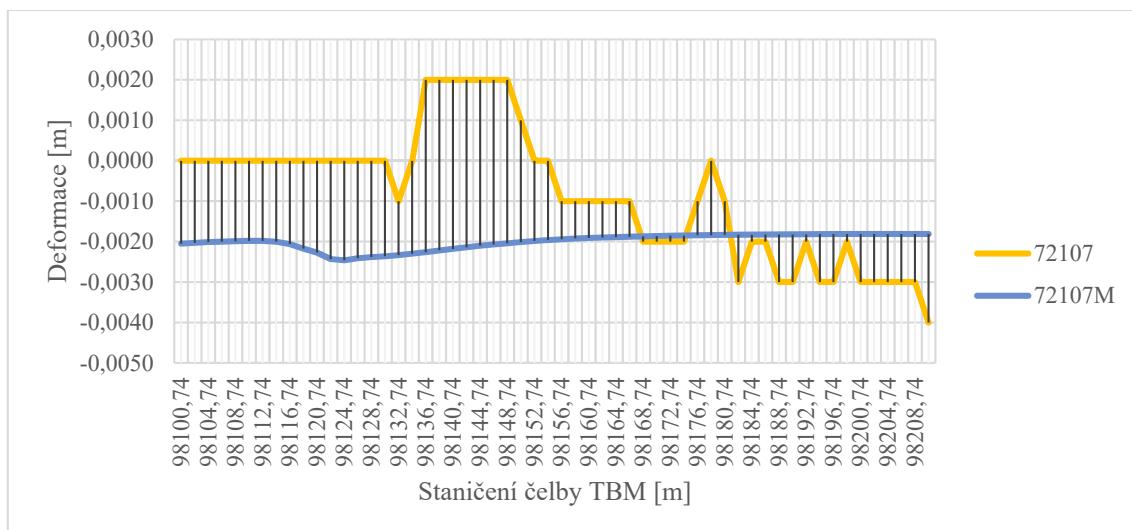
Graf 4.2. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72105 - staničení 98110 m



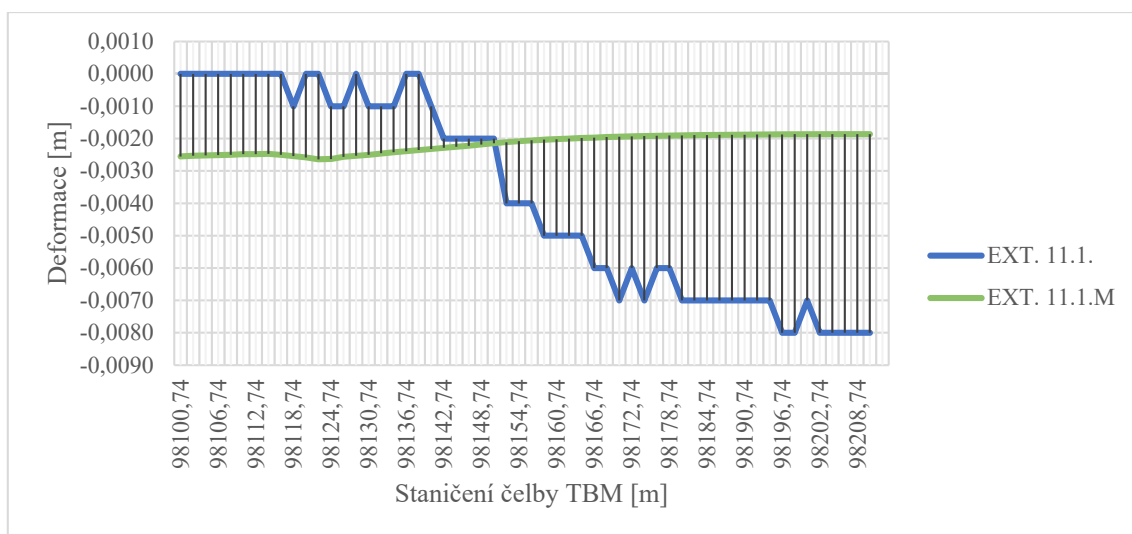
Graf 4.3. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72106 - staničení 98120 m



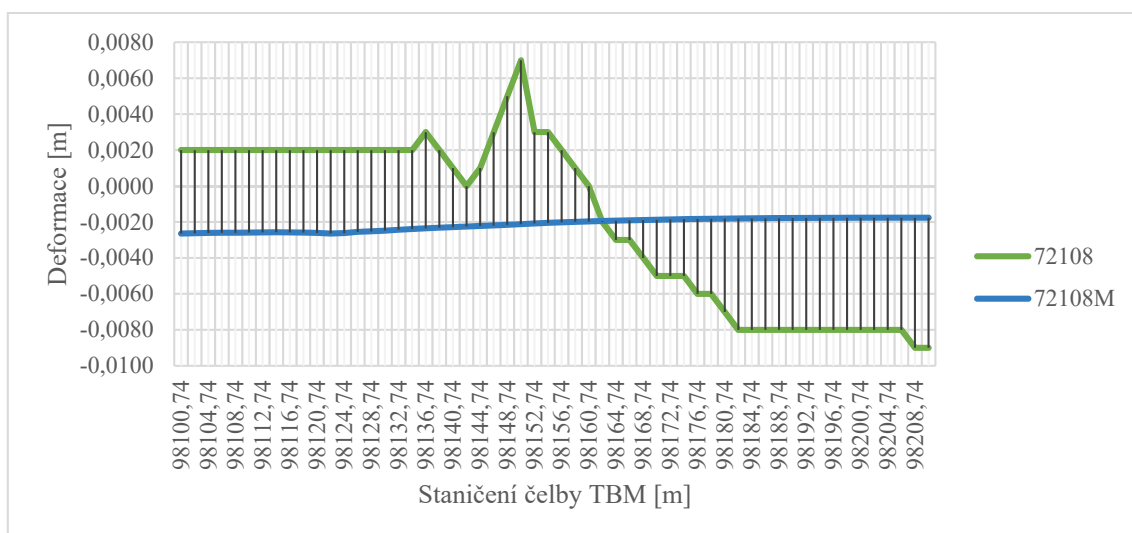
Graf 4.4. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98130 m



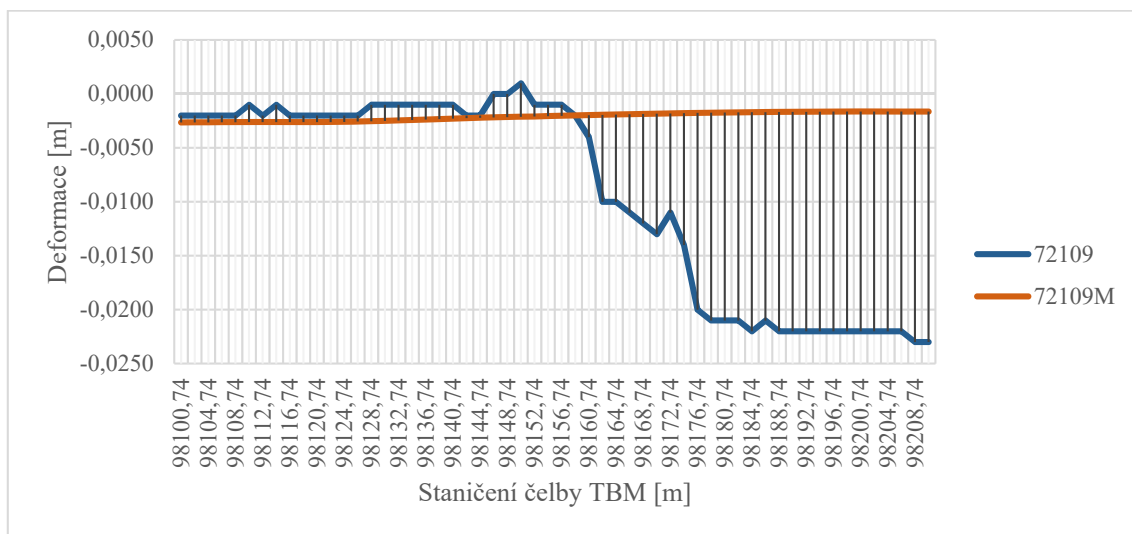
Graf 4.5. Srovnání deformací na zhlaví extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 m



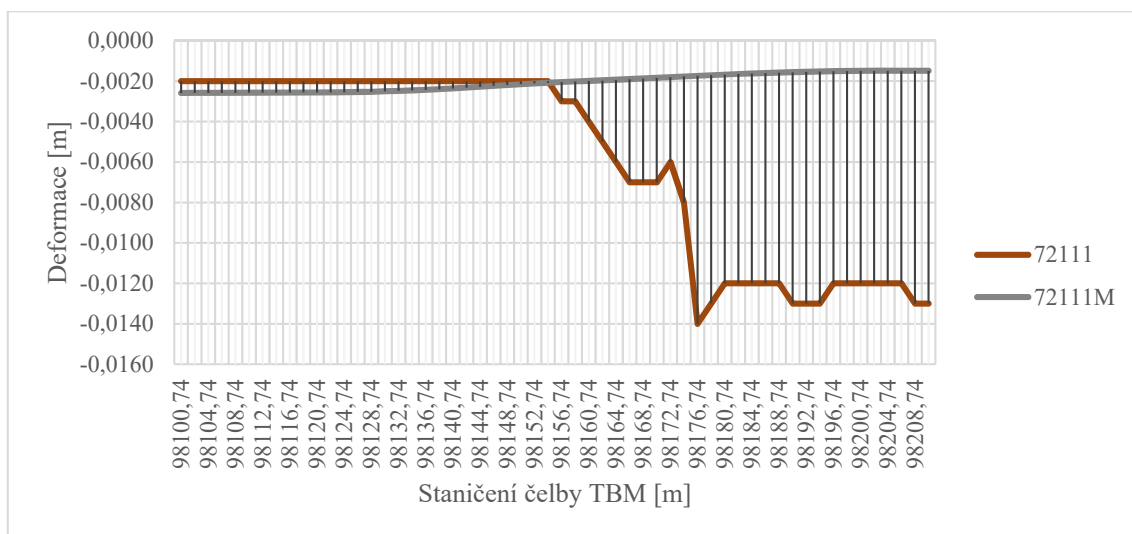
Graf 4.6. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72108 - staničení 98140 m



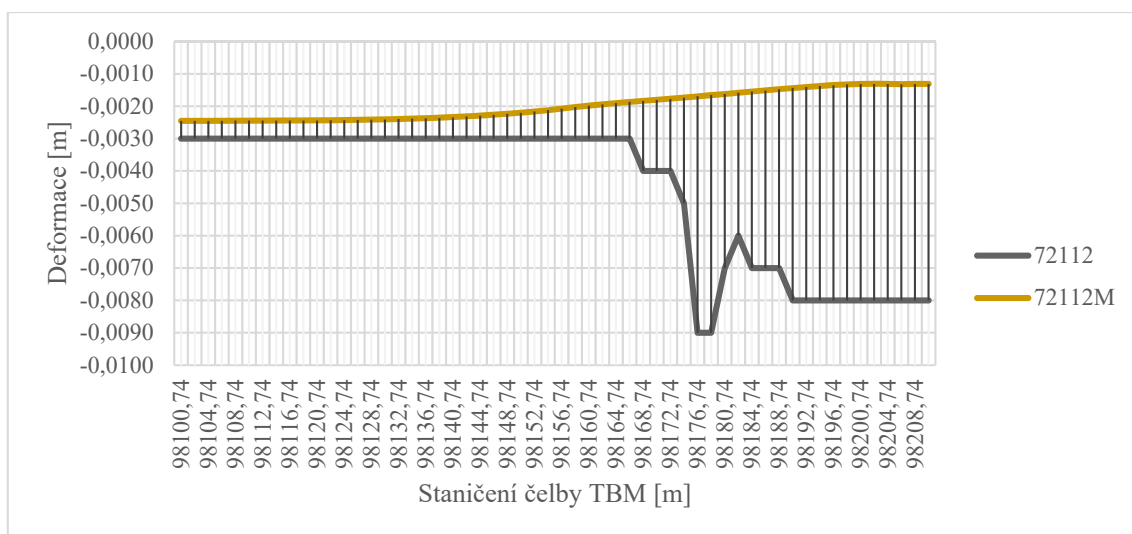
Graf 4.7. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72109 - staničení 98150 m



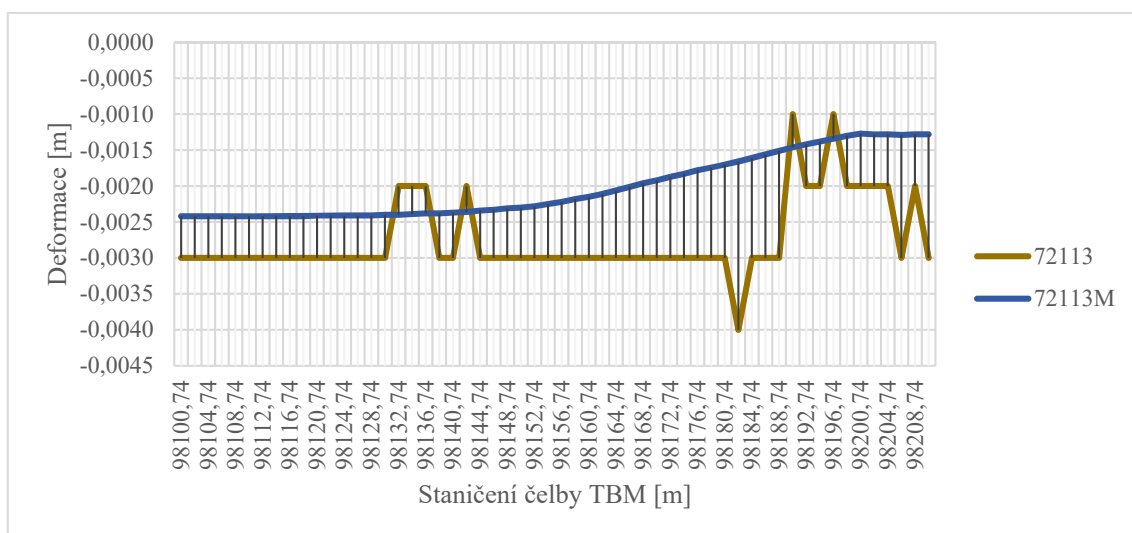
Graf 4.8. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72111 - staničení 98160 m



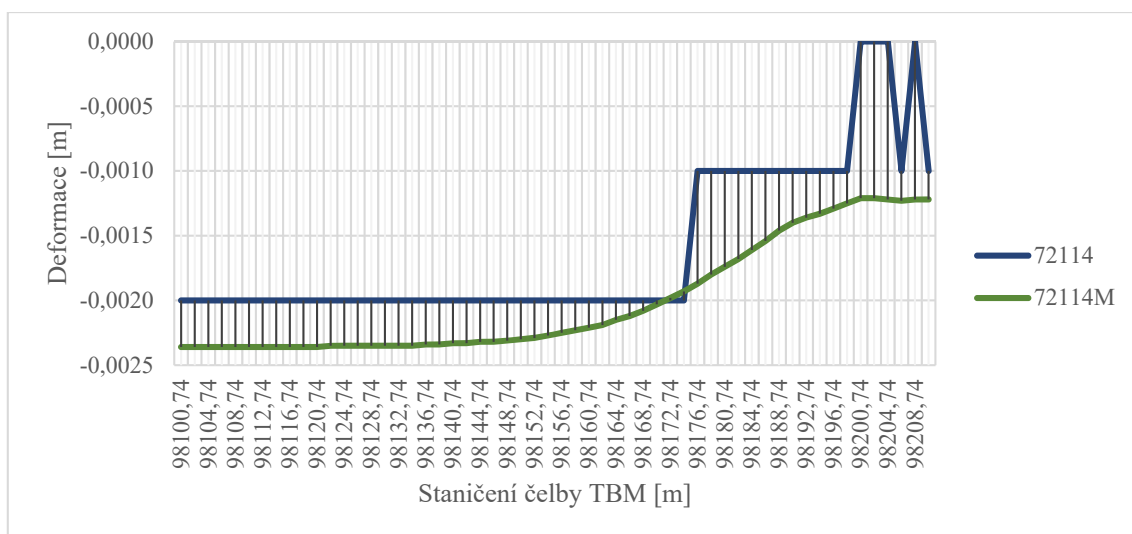
Graf 4.9. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72112 - staničení 98170 m



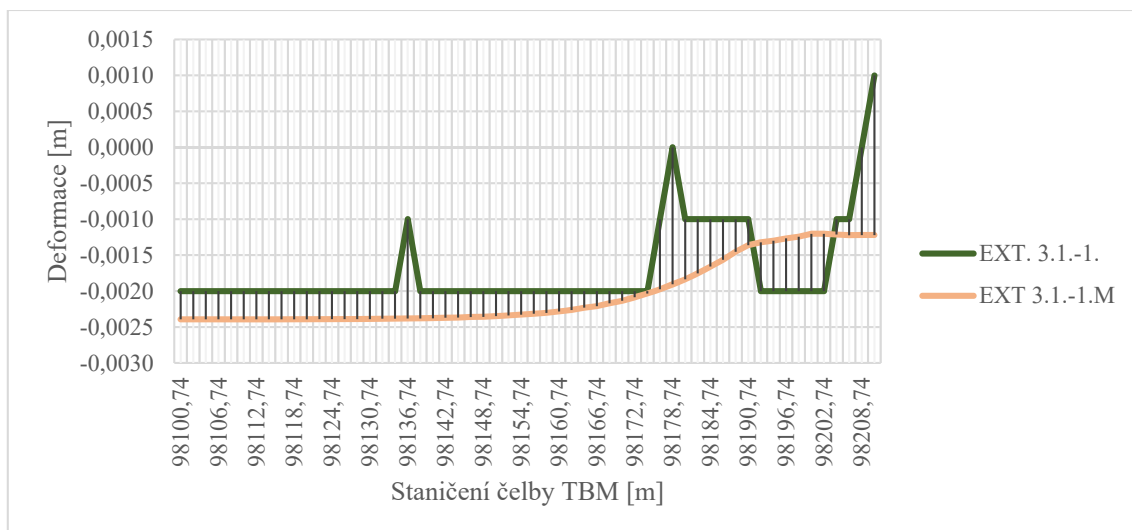
Graf 4.10. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72113 - staničení 98180 m



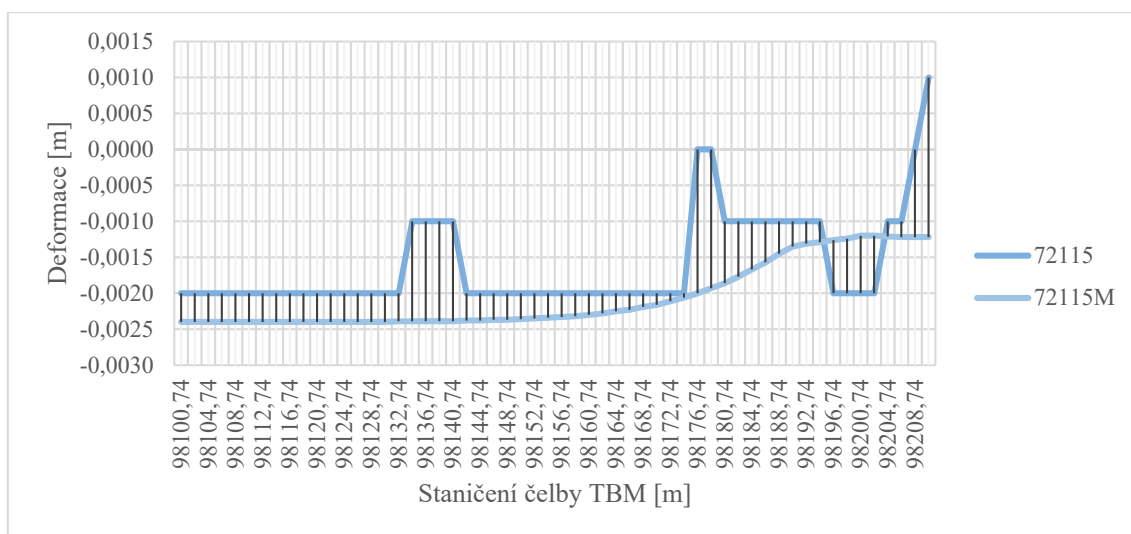
Graf 4.11. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72114 - staničení 98190 m



Graf 4.12. Srovnání deformací na zhlaví extenzometru číslo 3.1. – 1. - staničení 98198 m



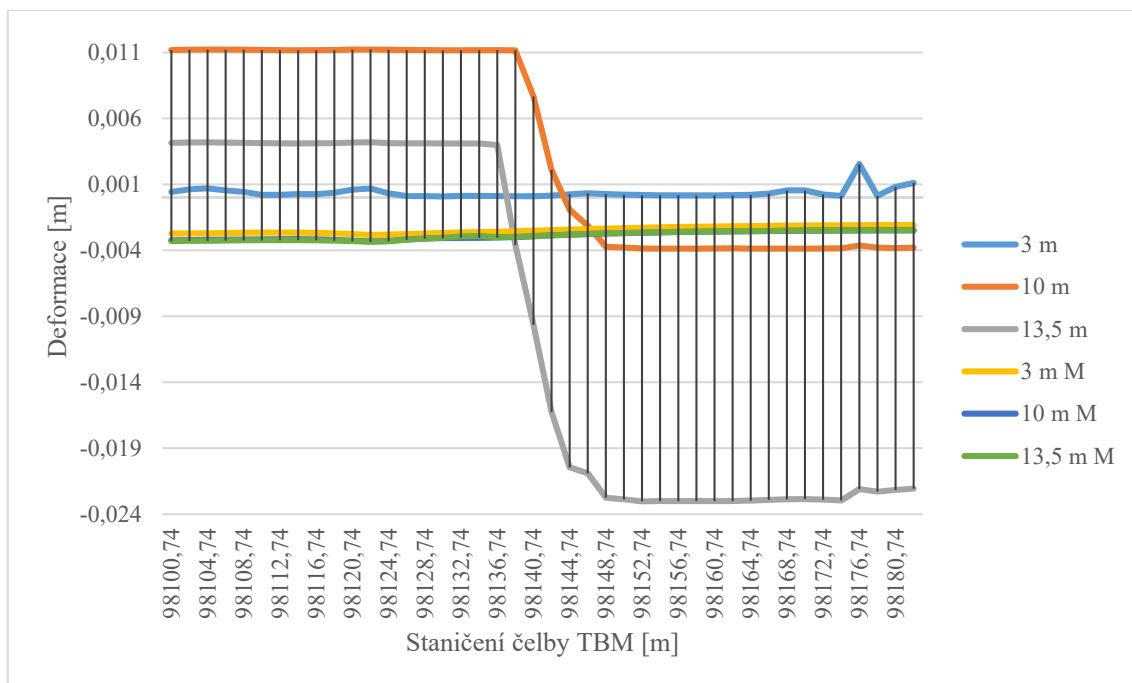
Graf 4.13. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72115 - staničení 98200 m



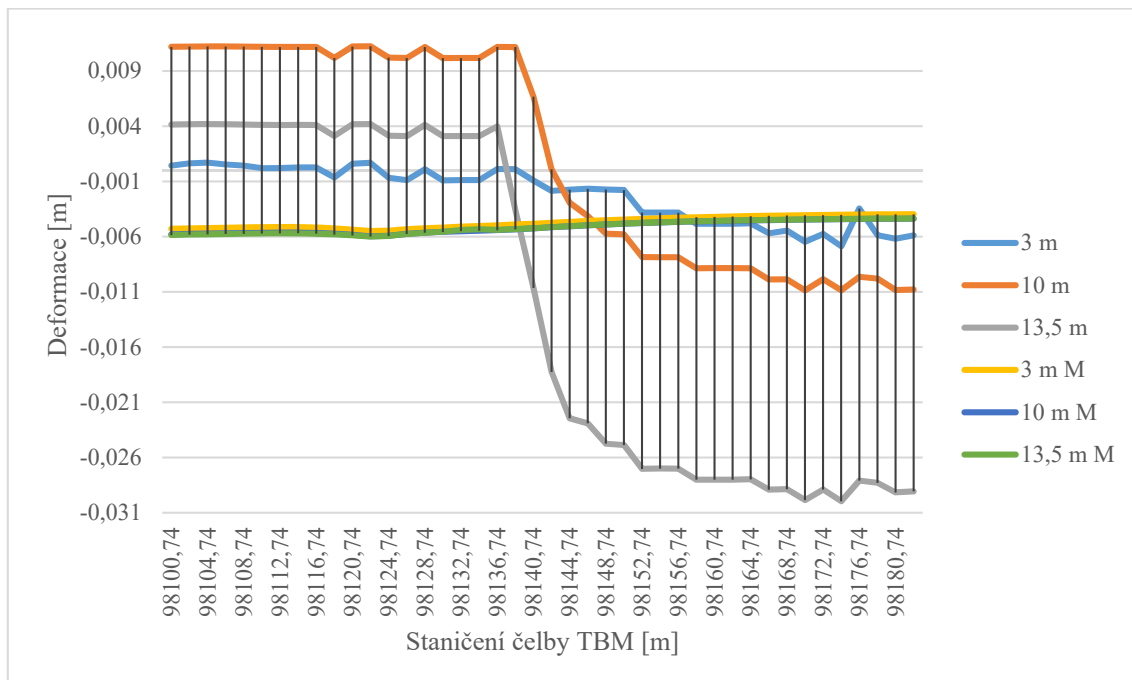
4.2. Srovnání deformací uvnitř horninového masivu

Ve výše zmíněné části se zaměřuji na srovnání deformací uvnitř horninového masivu naměřené pomocí extenzometrů a na deformace vypočtené v modelové situaci. Na grafickém znázornění jsou vyobrazeny relativní deformace a celkové deformace. Na grafickém vyobrazení srovnání modelových deformací jsou modelové výsledky označené M. Na obrázku číslo 3.4. jsou vyobrazena staničení extenzometrů a hloubky měřených bodů.

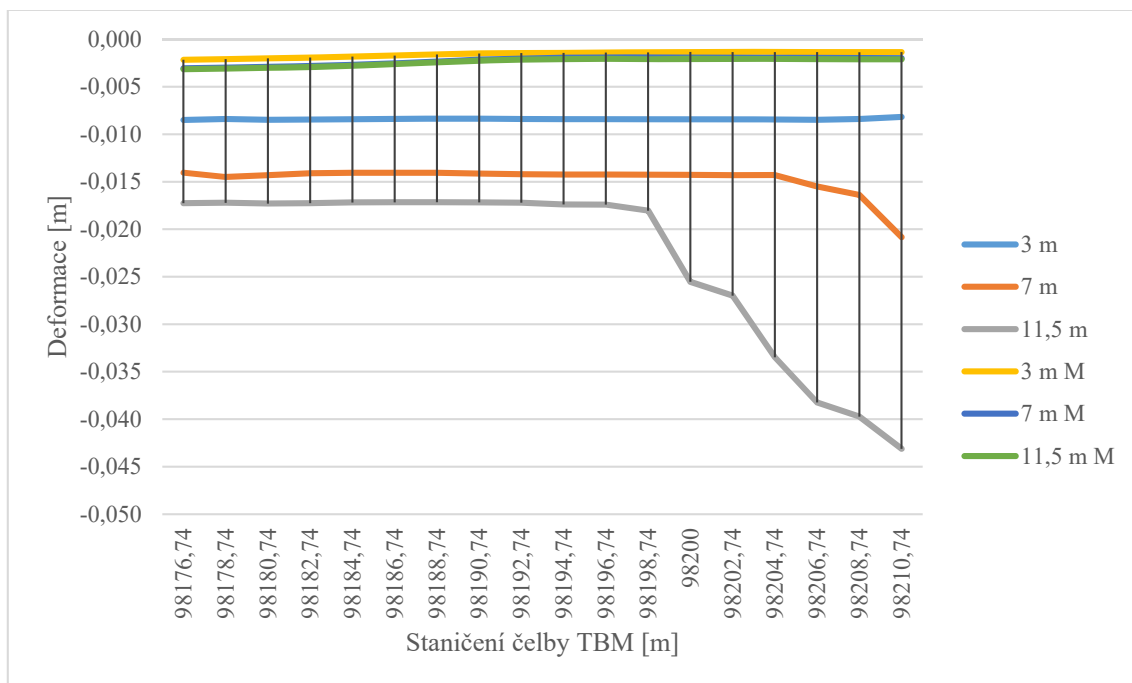
Graf 4.14. Srovnání relativních deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 m



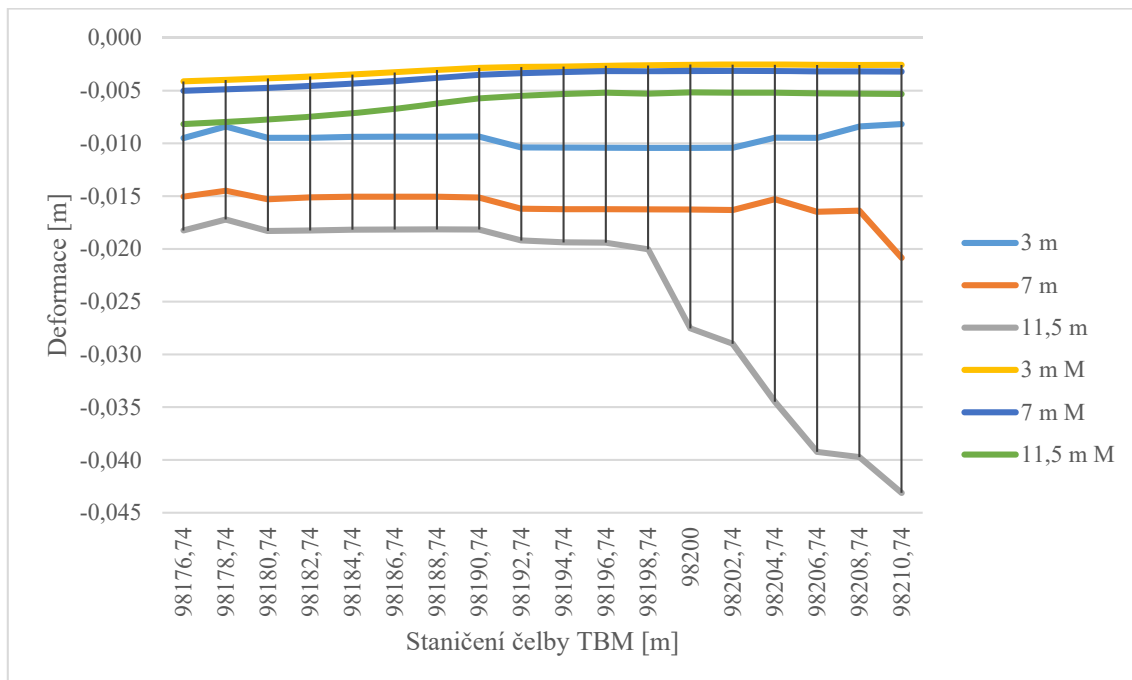
Graf 4.15. Srovnání celkových deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 m



Graf 4.16. Srovnání relativních deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 3.1. - 1. - staničení 98198 m



Graf 4.17. Srovnání celkových deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 3.1. - 1. - staničení 98198 m



5. Závěr

Hlavním cílem mé diplomové práce byla analýza deformační odezvy severní tunelové trouby tunelu Ejpovice na staničení 98 100 m až 98 200 m. K této analýze byla poskytnuta data geotechnického monitoringu. Numerický model byl sestaven dle materiálových charakteristik zaslaných zadavatelem práce. Další vstupní data do modelové situace byla čerpána z rešerše odborné literatury. Geometrie modelu byla sestavena podle přiložené výkresové dokumentace. Vstupní data pro stabilizační tlaky na čelbě byla naměřena na čelbě stroje, tyto hodnoty jsou průměrné hodnoty.

Modelový úsek byl vytvořen jako 3D model v programovém prostředí MIDAS GTS NX. Uvedená modelová situace je zjednodušením reálného stavu daného úseku. Což značí, že nemůže vystihnout všechny skutečnosti reálného stavu prostředí a chování jako jsou:

- Konstitutivní vztah použitý pro zeminy – Mohr-Coulomb
 - Deformace není schopen modelovat zcela objektivně
- Nepředpokládá zlomy v masivu
- Nepředpokládá proudění podzemní vody
- Neuvažuje s použitím injektáží ostění za výrubem
- Vstupní materiálové charakteristiky nemusí být zcela přesné v geologickém rozhraní
- Nemůže převzít změnu napětí-o-deformačního stavu z předchozí ražby
- Neuvažuje se změnou hladiny podzemní vody, ovlivněnou klimatickými podmínkami

Na grafickém vyhodnocení modelové situace a srovnání s geotechnickým monitoringem, uvedeným v kapitole číslo 4, lze vidět, že chování reálné situace je mnohem komplikovanější než modelové situace s náležitostmi uvedenými v kapitole číslo 3.

Deformací na povrchu uvedené v kapitole číslo 4.1.. Grafické znázornění jednotlivých průběhů sedání na nivelačních bodech je graficky vyhodnoceno. Sedání vyobrazeno na grafu číslo 4.1., tento graf srovnává hodnoty naměřené geotechnickým monitoringem a hodnoty

vypočítané v modelu. Model nemůže převzít sedání nadloží vyvolané ražbou mimo modelový úsek. V modelu nejsou zohledněny posuny nadloží vyvolané injektáží ostění za výrubem. Grafické srovnání modelových hodnot a hodnot naměřených geotechnickým monitoringem vyobrazené na *grafech číslo 4.2. a 4.3.*, zde jsou křivky těchto dvou srovnání dosti podobné, hodnoty geotechnického monitoringu jsou v kladných hodnotách a modelové hodnoty jsou v záporných jednotkách. Na hodnotách naměřených geotechnickým monitoringem jsou zaznamenány výkyvy způsobené injektážními pracemi. Hodnoty geotechnického monitoringu a modelové hodnoty vyobrazené na *grafu číslo 4.4.* se v tomto případě liší především v první polovině těchto dvou křivek, v druhé polovině těchto křivek spolu relativně korespondují, až na některé výkyvy hodnot geotechnického monitoringu způsobené injektážními pracemi a dalšími reálnými faktory, které nejsou zahrnuty v modelové situaci. Grafické vyhodnocení těchto dvou případů zobrazené na *grafech číslo 4.5. a 4.6.*, křivky těchto srovnání se skoro vůbec neshodují, důsledkem je, že v reálné situaci jsou poruchy uvnitř masivu (diskontinuity atd.), které nejsou zohledněny v sestaveném modelu. Na srovnávacích *grafech číslo 4.7., 4.8. a 4.9.*, v těchto případech jsou modelové hodnoty v první polovině křivky podobné, ale poté, když se čelba razicího stroje dostane na staničení 98 160 m, dochází k poklesům v reálné situaci, ale naopak v modelových hodnotách se nadloží začíná zvedat. Příčinou je, že v modelu nejsou zohledněny poruchové zóny (diskontinuity atd.) uvnitř horninového masivu. Srovnání modelových hodnot naměřených geotechnickým monitoringem vyobrazených na *grafu číslo 4.10.*, v tomto případě dvě vyobrazené křivky spolu korespondují, až na malé rozdíly vyvolané ražbou poblíž tohoto nivelačního bodu v reálné situaci. V případech srovnání u *grafů číslo 4.11., 4.12. a 4.13.*, při srovnání jsou hodnoty reálného stavu a hodnoty vytvořeného modelu značně podobné, kromě malých výkyvů v reálné situaci byly zapříčiněny instalací ostění a injektáží výrubu za ostěním.

Posuny uvnitř horninového masivu uvedené v *kapitole číslo 4.2.* V tomto případě se zcela neshoduje geotechnický monitoring reálného stavu s modelovou situací daného úseku. Je to zapříčiněné tím, že modelový úsek nemůže zastihnout všechny poruchy uvnitř horninového masivu (diskontinuity atd.).

V modelu docházelo k takové situaci, že deformace na povrchu byly ovlivněny i změnou geostatické napjatosti v důsledku poklesu hladiny podzemní vody. Pokles hladiny

podzemní vody byl způsoben změnou hydrogeologických podmínek, jež byla zapříčiněna ražbou tunelu. K tomuto docházelo i v reálné situaci, vždy dochází ke změně hydrogeologických podmínek uvnitř horninového masivu v důsledku ražby tunelu.

V modelu nastala situace, při níž se začalo následkem odlehčení masivu zvedat nadloží po vyražení. Vzhledem ke skutečnosti, že na čelbu tunelu působil stabilizační tlak, nedošlo k žádným velkým deformacím při ražbě sestavené v modelové situaci.

Bylo by časově náročné a možná i nereálné, aby zjednodušená modelová situace zastihla všechny náležitosti reálného stavu. Vzhledem k tomu, že model je zjednodušením reálného stavu neleze předpokládat, že hodnoty naměřené geotechnickým monitoringem budou zcela odpovídat i těm modelovým hodnotám, které byly vypočítané pomocí metody konečných prvků v programovém softwaru MIDAS GTS NX. Proto model nemůže odpovídat skutečnosti zjištěné geotechnickým monitoringem.

Seznam obrázků

Obrázek 1.1. Pracovní cyklus při ražení otevřeným TBM [5].....	11
Obrázek 1.2. Podélný řez TBM s jednoduchým štítovým pláštěm [5]	11
Obrázek 1.3. Pracovní postup razicího komplexu s dojitým pláštěm [5]	12
Obrázek 1.4. Tlaky u zeminových štítů	15
Obrázek 1.5. Přehled tlaku ve štítu s pažící suspenzí [2].....	16
Obrázek 1.6. Fotografie s vyznačením hlavní trasy tunelu Ejpovice [3].....	19
Obrázek 1.7. Ukázka tunelovacího štítu, hlavy štítu a tunelového ostění [3].....	21
Obrázek 2.1. Rozložení měřených bodů pomocí automatické totální stanice [3]	28
Obrázek 3.1. Doporučený rozsah pro mělké tunely.....	41
Obrázek 3.2. Výstup z AutoCadu	42
Obrázek 3.3. Ukázka geometrie modelu.....	43
Obrázek 3.4. Schéma geologie modelové situace a měřených bodů na profilu	44
Obrázek 3.5. Ideálně pružnoplastický model.....	45
Obrázek 3.6. Mohr-Coulombova obalová čára pevnosti, grafické zobrazení.....	46
Obrázek 3.7. Lineárně pružný model.....	48
Obrázek 3.8. Ukázka 3D sítě použité v modelu, včetně rozhraní geologických celků.....	48
Obrázek 3.9. Ukázka 3D sítě použité v modelu - jádro a ostění.....	49
Obrázek 3.10. Ukázka 2D sítě použité v modelu – štít.....	49
Obrázek 3.11. Stabilizační tlaky na čelbě v modelové situaci.....	50
Obrázek 3.12. Okrajové podmínky	51

Seznam grafů

Graf 2.1. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72104 - staničení 98100 m.....	28
Graf 2.2. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72105 - staničení 98110 m.....	29
Graf 2.3. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98120 m.....	30
Graf 2.4. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98130 m.....	30
Graf 2.5. Vývoj deformací na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 m	31
Graf 2.6. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72108 - staničení 98140m.....	32
Graf 2.7. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72109 - staničení 98150 m.....	32
Graf 2.8. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72111 - staničení 98160 m.....	33
Graf 2.9. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72112 - staničení 98170 m.....	33
Graf 2.10. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72113 - staničení 98180 m.....	34
Graf 2.11. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72114 - staničení 98190 m.....	35
Graf 2.12. Vývoj deformací na zhlaví extenzometru číslo 3.1. - 1. - staničení 98198 m	35
Graf 2.13. Vývoj deformací na nivelačním bodě číslo 72115 - staničení 98200 m.....	36
Graf 2.14. Extenzometr 11.1. - Relativní deformace - staničení 98135 m	37
Graf 2.15. Extenzometr 11.1. - Celková deformace - staničení 98135 m.....	38
Graf 2.16. Extenzometr 3.1. - 1. - Relativní deformace - staničení 98198 m	39
Graf 2.17. Extenzometr 3.1. - 1. - Celková deformace - staničení 98198m	40
Graf 3.1. Stabilizační tlaky na čelbě [3]	50
Graf 4.1. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72104 - staničení 98100 m	54
Graf 4.2. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72105 - staničení 98110 m	54
Graf 4.3. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72106 - staničení 98120 m	55
Graf 4.4. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72107 - staničení 98130 m	55
Graf 4.5. Srovnání deformací na zhlaví extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 m	56

Graf 4.6. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72108 - staničení 98140 <i>m</i>	56
Graf 4.7. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72109 - staničení 98150 <i>m</i>	57
Graf 4.8. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72111 - staničení 98160 <i>m</i>	57
Graf 4.9. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72112 - staničení 98170 <i>m</i>	58
Graf 4.10. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72113 - staničení 98180 <i>m</i>	58
Graf 4.11. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72114 - staničení 98190 <i>m</i>	59
Graf 4.12. Srovnání deformací na zhlaví extenzometru číslo 3.1. – 1. - staničení 98198 <i>m</i> .	59
Graf 4.13. Srovnání deformací na nivelačním bodě číslo 72115 - staničení 98200 <i>m</i>	60
Graf 4.14. Srovnání relativních deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 <i>m</i>	61
Graf 4.15. Srovnání celkových deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 11.1. - staničení 98135 <i>m</i>	61
Graf 4.16. Srovnání relativních deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 3.1. - 1. - staničení 98198 <i>m</i>	62
Graf 4.17. Srovnání celkových deformací uvnitř horninového masivu na extenzometru číslo 3.1. – 1. - staničení 98198 <i>m</i>	62

Seznam tabulek

Tabulka 1.1. Parametry tunelovacího stroje [3].....	20
Tabulka 1.2. Parametry tunelového ostění [3].....	20
Tabulka 2.1. Staničení měřených bodů a označení.....	27
Tabulka 3.1. Modelové materiálové charakteristiky zemin a hornin [3].....	44
Tabulka 3.2. Koeficienty filtrace [3; 7]	46
Tabulka 3.3. Materiálové charakteristiky ostění [3]	47
Tabulka 3.4. Materiálové charakteristiky štítu [3].....	47

Seznam příloh

Příloha číslo 1.: Vzorové příčné řezy tunely [3]

Příloha číslo 2.: Podélný řez severním tunelem [3]

Příloha číslo 3.: Podélný geologický řez STT 97,9 km až 99,0 km [3]

Literatura

- [1] ALDORF, J. *Mechanika podzemních konstrukcí*. Ostrava: VŠB-Technická univerzita, 1999, 410 s. ISBN 8070786957.
- [2] BIELECKI, R., SIMMERING, H. *Mechanised Tunnelling and Segmental Lining*. German - Czech Scientific
- [3] GEOtest, a.s., Metroprojekt a.s., Metrostav, a.s.. *Výsledky geotechnického monitoringu, data ze stroje TBM a výkresové dokumentace*
- [4] GTS NX: User Manual: *Chapter 4 3D Shield TBM*[online]. 2014 [cit. 2017-11-10]. Dostupné z: <http://www.midasgtsnx.com/support/manual.asp>
- [5] KLEPSATEL, K. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. Bratislava: JAGA, 2003. ISBN 80-77905-43-5.
- [6] KOLYMBAS, D. *Tunnelling and Tunnel Mechanics*. Springer, 2005. ISBN-10: 3-540-25196-0. Foundation (WSDTI). Hamburg: 2009. ISBN 978-3-00-030915-1.
- [7] JETEL, J. *Určování hydraulických parametrů hornin hydrodynamickými zkouškami ve vrtech*. 1. vyd. Praha: Academia, 1982, 246 s. Knihovna Ústředního ústavu geologického.
- [8] ROZSYPAL, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3.